



Ana Rita Vicente Vieira

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Estudo do efeito da água na frente de um túnel em condições drenadas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Geotecnia

Orientadora: Prof. Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana,
FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Ildi Cismasiu
Arguente: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão
Vogal: Prof. Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Junho 2017

Estudo do efeito da água na frente de um túnel em condições drenadas

Copyright © Ana Rita Vicente Vieira, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Expresso, finalmente, o meu mais sincero reconhecimento e agradecimento a todos os que contribuíram, direta ou indiretamente, para a concretização deste trabalho.

Em primeiro lugar à minha orientadora, Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana, pela dedicação e disponibilidade na aceitação deste tema, pelas palavras de apoio e motivação, pela compreensão do meu estilo de vida e por todo o conhecimento transmitido ao longo da dissertação e do percurso académico. De outra forma não seria possível terminar esta jornada.

Ao Professor Doutor João Bilé Serra pelo impulso e incentivo iniciais para a concretização desta dissertação, pela compreensão e flexibilidade nas decisões por mim tomadas e por todo o conhecimento transmitido ao longo deste decurso.

Um agradecimento a todos os professores do departamento de engenharia civil da FCT-UNL, por todos os conhecimentos que me transmitiram, em especial ao Professor Doutor Armando Manuel Nunes Sequeira Antão pela disponibilidade durante a dissertação.

Aos Bonecos e Princesas pela entreaajuda e motivação ao longo destes anos e pela amizade que se desenvolveu - não é o princípio do fim. Aos meus colegas, Tiago Costa e Francisco Resende, pela disponibilidade e paciência infinitas para me ajudarem.

À Nikita, Jo e Mica pela forma especial como me apoiaram e motivaram, como só elas sabem. À Carolina, à Rita, à Rute e ao Ivo pela motivação constante. À Sofia pelo seu profissionalismo.

Ao Pedro, o meu suporte em todos os momentos.

Por fim, e de forma alguma menos importante, à minha família e à Glória, pelo estímulo e por tudo o que me proporcionaram ao longo deste percurso, cada um à sua maneira.

Essencialmente, o mais profundo agradecido a todos pelo apoio e compreensão nas escolhas que fiz. Foram incansáveis.

Resumo

A estabilidade da frente de escavação em túneis executados abaixo do nível freático é um fator fundamental para garantir a execução da escavação em segurança. Os métodos construtivos mecanizados facilitam essa garantia, sendo as tuneladoras “Earth Pressure Balance” - EPB - utilizadas em casos com presença de nível freático. Esta dissertação pretende contribuir para a compreensão de como a pressão de suporte limite é afetada pela presença de água num túnel superficial escavado em maciço terroso, em condições drenadas. É efetuado um breve enquadramento teórico dos métodos de escavação existentes, das considerações gerais do modelo de análise de estabilidade e dos métodos de análise de estabilidade existentes com e sem presença de nível freático. De entre estes métodos de análise consideram-se relevantes as soluções analíticas de Leca e Dormieux (1990) e Anagnostou e Kovári (1996b). No plaxis 2D modelada-se o caso de um túnel referido em Lu et al. (2014), obtendo-se uma boa correlação entre as soluções obtidas por este autor e as obtidas no âmbito deste trabalho e ainda com as soluções analíticas referidas. Procede-se a uma análise paramétrica com o objetivo de estudar os efeitos que a água provoca na frente de escavação com a variação do recobrimento relativo, da sobrecarga aplicada à superfície, do ângulo de resistência ao corte e do coeficiente de permeabilidade. Efetua-se igualmente uma comparação dos resultados obtidos com os obtidos por outros autores.

Palavras-chave: Plaxis 2D, túnel superficial, EPB, pressão de suporte limite, estabilidade da frente, nível freático, expressões analíticas, condições drenadas, simulação numérica, parametrização.

Abstract

The face stability of a tunnel, below the water table, is a key factor in ensuring safe excavation. There are constructive methods that facilitate this guarantee namely the Earth Pressure Balance (EPB) machines that are used in the presence of water table. This thesis is intended to contribute to a better understanding of how the limit support pressure is affected by the presence of water in a shallow tunnel under drained conditions. It is made a brief theoretical description of the existing excavation methods. Also, general considerations of the stability analysis models and methods are made with and without the presence of groundwater. Among the analytical methods described, the analytical solutions of Leca and Dormieux (1990) and Anagnostou and Kovári (1996b) were considered relevant. With Plaxis 2D, a simple tunnel model from Lu et al. (2014) is used to calculate the support pressure. The results are compared with the author solutions and with the analytical solutions mentioned above. A parametric analysis is carried out to evaluate the effects of water table in excavation face stability varying mechanical and geometrical parameters.

Keywords: Plaxis 2D, shallow tunnel, EPB, limit support pressure, face stability, groundwater, analytical solution, drained conditions, numerical simulation, parametric study.

Conteúdo

Lista de Figuras	xi
Lista de Tabelas	xiv
Lista de Símbolos	xvi
1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Estrutura da dissertação	2
2 Enquadramento teórico	5
2.1 Introdução	5
2.2 Métodos construtivos de túneis em solos	5
2.3 Definição do problema de análise de estabilidade	8
2.4 Métodos de análise de estabilidade	12
2.4.1 Sem presença de nível freático	12
2.4.2 Com presença de nível freático	18
3 Análise de estabilidade	23
3.1 Introdução	23
3.2 Caso base sem nível freático	24
3.3 Com presença de nível freático	29
3.3.1 Estudo prévio - análise hidráulica	29
3.3.2 Caso base - com análise tensão-deformação	33
4 Análise Paramétrica	43
4.1 Introdução	43
4.2 Influência do recobrimento relativo, C/D	45
4.3 Influência da sobrecarga à superfície	50
4.4 Influência dos parâmetros geotécnicos do solo	54
4.4.1 Coeficiente de permeabilidade	54
4.4.2 Ângulo de resistência ao corte	58
4.5 Comparação com outros autores	62

5	Considerações Finais	69
5.1	Conclusões	69
5.2	Desenvolvimentos Futuros	71
	Bibliografia	73
A	Anexo	75

Lista de Figuras

2.1	Esquema dos métodos construtivos mecanizados de túneis em solos.	6
2.2	Ilustração de um escudo do tipo contrapressão de terras - EPB (Fonte: Líneas, 2010).	7
2.3	Modelos a) tridimensional, b) bidimensional transversal e c) bidimensional longitudinal na escavação de um túnel (adaptado de (Caldeira, 2016)).	9
2.4	Modelo de análise de estabilidade da frente de escavação do túnel.	10
2.5	Modelo de rotura (Melo, 2003b).	10
2.6	Modelo de análise da estabilidade da escavação de um túnel revestido em condições drenadas sem presença de nível freático.	12
2.7	Esquema do mecanismo de colapso MII de Leca e Dormieux (1990).	14
2.8	Limites superiores dos coeficiente adimensionais N_γ e N_s para os dois mecanismos de colapso (MI e MII) de Leca e Dormieux (1990).	17
2.9	Modelo de análise da estabilidade da escavação de um túnel revestido em condições drenadas com presença de nível freático.	18
2.10	Esquema ilustrativo de Δh - diferença entre a elevação do nível freático, h_0 , e a carga piezométrica na câmara, h_F , junto à frente do escudo (Anagnostou e Kovári, 1996b).	20
2.11	Coeficientes adimensionais F_0 , F_1 , F_2 e F_3 de Anagnostou e Kovári (1996b).	21
3.1	Características geométricas e restrições de deslocamento nas fronteiras do modelo sem nível freático.	25
3.2	Malha de elementos finitos a 15 nós.	26
3.3	Faseamento construtivo adotado nos cálculos do caso base sem nível freático.	27
3.4	Relação entre pressão de suporte e o deslocamento do ponto central da frente de escavação do túnel, para $C/D=1$. Calibração com os resultados dos autores.	29
3.5	Modelo de análise sequencial desde o caso mais simples, 1, até 30 metros de avanço da frente de escavação, 6.	30
3.6	Condições de fronteira hidráulicas no modelo de análise sequencial do estudo preliminar.	31
3.7	Andamento do caudal percolado no modelo de estudo preliminar.	32
3.8	Distribuição de carga hidráulica no modelo de estudo preliminar.	33
3.9	Características geométricas e condições de fronteira do caso base com nível freático.	34

3.10	Malha deformada da variação do nível freático para $D=5$ m e $D=10$ m, segundo a relação H/D	36
3.11	Calibração do Plaxis 2D com Lu et al. (2014) da relação da pressão de suporte normalizada com a variação do nível freático para $D=5$ m e $D=10$ m, segundo a relação H/D	37
3.12	Ábacos referentes aos coeficientes adimensionais F_0 , F_1 , F_2 e F_3 para $D=5$ m de Anagnostou e Kovári (1996b).	39
3.13	Ábacos referentes aos coeficientes adimensionais F_0 , F_1 , F_2 e F_3 para $D=10$ m de Anagnostou e Kovári (1996b).	40
3.14	Gráfico de calibração do caso abaixo do nível freático para $D=5$ m.	41
3.15	Gráfico de calibração do caso abaixo do nível freático para $D=10$ m.	42
4.1	Ilustração dos modelos considerados na análise paramétrica do recobrimento relativo, C/D , em função da altura do nível freático, H/D	46
4.2	Influência do recobrimento relativo, C/D , na pressão de suporte limite normalizada, σ_t , em função da altura do nível freático, H/D	47
4.3	Deslocamentos totais na frente de escavação com recobrimento relativo C/D , em função da altura do nível freático, H/D	48
4.4	Pontos plásticos com recobrimento relativo C/D , em função da altura do nível freático, H/D	49
4.5	Influência da sobrecarga à superfície na pressão de suporte limite normalizada, em função da altura do nível freático, H/D , e do recobrimento relativo, C/D	50
4.6	Deslocamentos totais na frente de escavação com a sobrecarga aplicada à superfície, q , em função da altura do nível freático, H/D	52
4.7	Pontos plásticos com a sobrecarga aplicada à superfície, q , em função da altura do nível freático, H/D	53
4.8	Influência do coeficiente de permeabilidade na pressão de suporte limite normalizada, em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$	55
4.9	Deslocamentos totais na frente de escavação com o coeficiente de permeabilidade, k , em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$	56
4.10	Pontos plásticos com o coeficiente de permeabilidade, k , em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$	57
4.11	Influência do ângulo de resistência ao corte na pressão de suporte limite normalizada, em função da altura do nível freático, H/D	58
4.12	Deslocamentos totais na frente de escavação segundo a parametrização do ângulo de resistência ao corte, em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$	60
4.13	Pontos plásticos segundo a parametrização do ângulo de resistência ao corte, em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$	61
4.14	Caso particular de comparação da pressão de suporte, com e sem presença de nível freático.	62
4.15	Resultados da relação da pressão de suporte limite com a variação da altura do nível freático, obtidos pelo Plaxis e por Dias (2016), para $D = 5m$	63

4.16	Comparação do mecanismo MII de Leca e Dormieux, 1990 com os resultados dos pontos plásticos do Plaxis 2D na parametrização de C/D , dos casos 1, 2 e 3, para $H/D = 0$	64
4.17	Comparação do mecanismo MII de Leca e Dormieux, 1990 com os resultados dos pontos plásticos do Plaxis 2D na parametrização de $C/D = 2$ com variação da altura do nível freático, H/D	65
4.18	Comparação da variação da pressão de suporte limite com a altura do nível freático entre os resultados do Plaxis 2D e os de Lee et al., 2003.	66
4.19	Efeito da variação do ângulo de resistência ao corte na pressão de suporte limite normalizada com presença de água pelo Plaxis 2D e por Dias (2016).	67

Lista de Tabelas

2.1	Autores com métodos de análise da estabilidade de túneis revestidos em condições drenadas sem nível freático (baseado em (Delgado, 2009)).	13
2.2	Autores com métodos de análise da estabilidade de túneis revestidos em condições drenadas com nível freático (baseado em (Delgado, 2009)).	19
3.1	Parâmetros geotécnicos adotados no modelo sem nível freático.	25
3.2	Valor da sobrecarga aplicada à superfície para cada ângulo de resistência ao corte, em função da pressão de suporte.	26
3.3	Resultados da aplicação do método do mecanismo MII de Leca e Dormieux (1990) para o caso sem presença de nível freático.	28
3.4	Parâmetros geotécnicos adotados para o caso de estudo do túnel abaixo nível freático.	35
3.5	Variação da cota do nível freático para $D = 5$ m e $D = 10$ m, segundo relação H/D	36
3.6	Resultados da aplicação do método do mecanismo MII de Leca e Dormieux (1990) no caso base com $H/D=0$, para $D=5$ m e $D=10$ m.	38
3.7	Dados e resultados da aplicação do método de Anagnostou e Kovári (1996b) para os diâmetros $D=5$ m e $D=10$ m com H/D entre 1 e 3.	41
4.1	Relações e valores utilizados na análise paramétrica.	45
A.1	Resultados de aplicação do método do mecanismo MI de Leca e Dormieux (1990) para o caso sem presença de nível freático (secção 3.2).	76
A.2	Resultados de aplicação do método do mecanismo MI de Leca e Dormieux (1990) para o caso com presença de nível freático para $H/D = 0$ e respectivos diâmetros, $D=5$ m e $D=10$ m (secção 3.3.2).	77
A.1	Valores da pressão de suporte limite obtidos através do Plaxis 2D para o caso abaixo do nível freático, com $D=5$ m.	77
A.2	Valores da pressão de suporte limite obtidos através do Plaxis 2D para o caso abaixo do nível freático, com $D=10$ m.	77
A.3	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=1$	78
A.4	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=1,5$	78

A.5	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=2$	78
A.6	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=2,5$	78
A.7	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=3$	79
A.8	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização da sobrecarga aplicada à superfície, q , para valores de recobrimento relativo $C/D=1$	79
A.9	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização da sobrecarga aplicada à superfície, q , para valores de recobrimento relativo $C/D=2,5$	80
A.10	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do coeficiente de permeabilidade, k	80
A.11	Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do ângulo de atrito interno, ϕ'	81

Lista de Símbolos

C	Recobrimento do túnel
C/D	Recobrimento relativo do túnel
D	Diâmetro do túnel
E	Módulo de elasticidade do solo
F_0, F_1, F_2, F_3	Coefficientes adimensionais do modelo de Anagnostou e Kovári (1996) com percolação
H	Altura do nível freático desde o topo do túnel
H/D	Relação da altura do nível freático com o diâmetro do túnel
K_0	Coefficiente de impulso de terras em repouso de Rankine
K_p	Coefficiente de impulso de terras passivo de Rankine
N_s, N_γ	Parâmetros adimensionais da solução limite de Leca e Dormieux (1990)
P	Comprimento não revestido do túnel
Q	Fluxo
Q_t, Q_s, Q_γ	Parâmetros adimensionais de carga da solução limite de Leca e Dormieux (1990)
h	Carga hidráulica na fronteira
h_0	Elevação do nível freático
h_F	Carga piezométrica na câmara, junto à frente do escudo.
k_x	Coefficiente permeabilidade do solo na direção horizontal
k_y	Coefficiente permeabilidade do solo na direção vertical
m	Metros
q	Sobrecarga aplicada à superfície
s	Segundo

z	Plano de referência
Δh	Diferença entre elevação do nível freático e a carga piezométrica na câmara, junto à frente do escudo.
ΣM_{stage}	Total multiplier
α	Parâmetro do mecanismo MII Leca e Dormieux (1990)
β	Parâmetro da solução de limite superior de Leca e Dormieux (1990)
γ	Peso volúmico do solo
γ_{sat}	Peso volúmico saturado do solo
μ	Deslocamento
ν	Coefficiente de Poisson
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte do solo
ψ'	Ângulo de dilatância
σ_c	Resistência à compressão simples do solo
σ_t	Pressão de suporte na frente do túnel
c'	Coesão efetiva do solo
$2D$	Bidimensional
$3D$	Tridimensional
EPB	Earth Pressure Balance
$LIMI$	Módulo do CESAR-LCPC especialmente vocacionado para a análise limite
MI	Mecanismo de colapso I da solução de limite superior de Leca e Dormieux (1990)
MII	Mecanismo de colapso II da solução de limite superior de Leca e Dormieux (1990)
TBM	Tunnel Boring Machine

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações gerais

Como é notório, ao longo dos anos, tem-se verificado um congestionamento acentuado do meio urbano no que se refere ao espaço para construção. Como tal, o recurso a construções no meio subterrâneo tem vindo a ser uma alternativa. Consequentemente, a tecnologia utilizada na escavação de túneis tem sofrido evoluções consideráveis. A utilização de técnicas altamente mecanizadas tem proporcionado elevados níveis de produtividade, reduzidos custos de operação e um elevado grau de segurança durante a execução (Melo, 2003a).

A atividade crítica durante a escavação de túneis, principalmente em maciços terrosos com presença de água, reside na instalação do suporte devido à possível instabilidade da frente de escavação. De modo a colmatar os problemas de estabilidade na frente é necessária a aplicação de um suporte capaz de resistir às tensões e deformações, provocadas pelo alívio de tensões no solo, e às pressões devidas à presença de água. A água em muitos casos encontra-se no maciço a escavar, por pertencer àquele meio natural, daí que seja necessário escolher um método construtivo que impeça a sua entrada no túnel, durante a escavação, de modo a evitar os problemas atrás mencionados (Martins, 2016). Tanto as características geotécnicas como a presença de água influenciam a seleção do método construtivo a utilizar na escavação do túnel. Outros fatores a ter em conta na escolha do método construtivo passam pela geometria do túnel, como o seu diâmetro, recobrimento, forma e comprimento. O tipo de suporte referido é conseguido através do método construtivo da tuneladora EPB - “Earth Pressure Balance” - que exerce uma pressão de suporte aplicada na frente de escavação. Este método insere-se no grupo da escavação mecanizada com recurso a tuneladora (com designação anglo-saxónica de TBM - “Tunnel Boring Machine”). A EPB, por um lado, garante a estabilidade da frente e, por outro, não deve aumentar demasiado

as cargas atuantes sobre o suporte, pois, a determinado nível, poderá originar ruturas no terreno e causar empolamentos à superfície (Vieira, 2006).

O presente trabalho aborda a questão do efeito da água na frente de escavação de um túnel em condições drenadas. Sendo a presença de água um dos fatores impulsionadores de evolução tecnológica, esta tornou-se num elemento a ter em conta sempre que se constrói um túnel com presença de nível freático, devido ao seu potencial criador de efeitos desfavoráveis, quer na fase de construção quer na de exploração. Na fase de construção os efeitos induzidos pela água prendem-se sobretudo com afluência de água ao interior do túnel, tanto na frente de escavação como nas paredes, originando problemas de estabilidade, inundações, deformação e consequente colapso. Deste modo a afluência de água ao local da construção, com caudais elevados ou com excesso de pressão, torna-se num fenómeno a evitar tanto quanto possível.

Em suma, neste trabalho, pretende-se estudar a instabilidade que a água presente no maciço terroso provoca na frente de escavação de um túnel revestido e superficial, em condições drenadas. A escavação realiza-se por meio de EPB, abaixo do nível freático. A análise será de um problema bidimensional na direção longitudinal ao eixo do túnel. Deste modo, irá estudar-se qual a pressão de suporte limite na frente apta a suportar as tensões e pressões hidrostáticas.

1.2 Estrutura da dissertação

A dissertação desenvolve-se ao longo de cinco capítulos, sendo o primeiro a presente introdução onde se expõem algumas considerações iniciais bem como os objetivos primordiais deste trabalho.

No capítulo 2 apresenta-se um enquadramento teórico onde se descrevem os métodos construtivos de túneis, nomeadamente o escolhido neste trabalho, se define o problema de análise de estabilidade a considerar e descrevem os métodos de análise de estabilidade. Relativamente a estes últimos, citam-se os autores com estudos que se enquadram no problema a analisar, tanto para o caso sem nível freático como com presença de água. Dentre estes, descrevem-se somente os métodos relevantes em cada caso tendo em conta o problema de análise da estabilidade em causa.

O capítulo 3 corresponde ao caso base a ser estudado e divide-se, novamente, em presença ou não de nível freático. Este estudo será feito a partir do programa de cálculo automático Plaxis 2D baseado num estudo de autor e calibrado com as expressões analíticas descritas nos métodos de análise de estabilidade do capítulo anterior. Quando o nível freático é

1.2 Estrutura da dissertação

considerado inicia-se com um estudo preliminar de modo a aferir o funcionamento do Plaxis 2D.

No capítulo 4 é apresentada uma análise paramétrica referente à geometria do túnel, nomeadamente ao recobrimento relativo, à sobrecarga aplicada à superfície e aos parâmetros geotécnicos do solo, mais concretamente ao ângulo de resistência ao corte e ao coeficiente de permeabilidade. Ainda nesta secção, comparam-se os resultados obtidos com as conclusões de alguns autores que permitam consolidar os resultados obtidos ao longo da dissertação.

Finalmente, no capítulo 5 expõem-se as principais conclusões deste trabalho e sugerem-se possíveis desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Enquadramento teórico

2.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se descrever o funcionamento do método construtivo EPB, utilizado na escavação do túnel, bem como as circunstâncias em que se recorre a este método. De seguida explica-se o que levou à definição do problema de estabilidade como bidimensional em deformação plana segundo a direção longitudinal do túnel. Explica-se ainda a adoção do problema como um túnel superficial, revestido, escavado em maciço terroso em condições drenadas e com presença de nível freático. Por último, após a definição do problema de estabilidade descrevem-se os métodos analíticos capazes de estudar a estabilidade da frente de escavação em maciços terrosos de túneis revestidos, em condições drenadas. Estes métodos têm como finalidade a obtenção de uma expressão analítica definidora da pressão de suporte limite. Salientam-se alguns autores relevantes na definição destes métodos e estes dividem-se em casos sem presença de água e com presença de água. Dos métodos analíticos apresentados serão escolhidos, como os mais adequados, aqueles que fornecerem melhores resultados para analisar a estabilidade do problema definido. Os métodos escolhidos e, consequentemente, descritos serão aplicados mais adiante neste estudo. No caso abaixo do nível freático opta-se pelas expressões analíticas que tenham em conta as EPB's.

2.2 Métodos construtivos de túneis em solos

Os métodos construtivos de túneis em solos dividem-se em mecanizados e não mecanizados. No grupo dos mecanizados encontram-se as tuneladoras, cuja escavação se processa ao

abrigo dos escudos. A atenção ao longo deste trabalho recairá na escavação ao abrigo dos escudos, mais concretamente, dos escudos de contrapressão de terras (EPB), como se explicará de seguida. Assim, na Figura 2.1 sintetizam-se esquematicamente os métodos construtivos mecanizados existentes. Tendo por base o foco deste trabalho, salienta-se a traço mais grosso o caminho onde se enquadram as EPB's que, para além disto, demonstra também quais os métodos que serão explicados e a sua ordem.

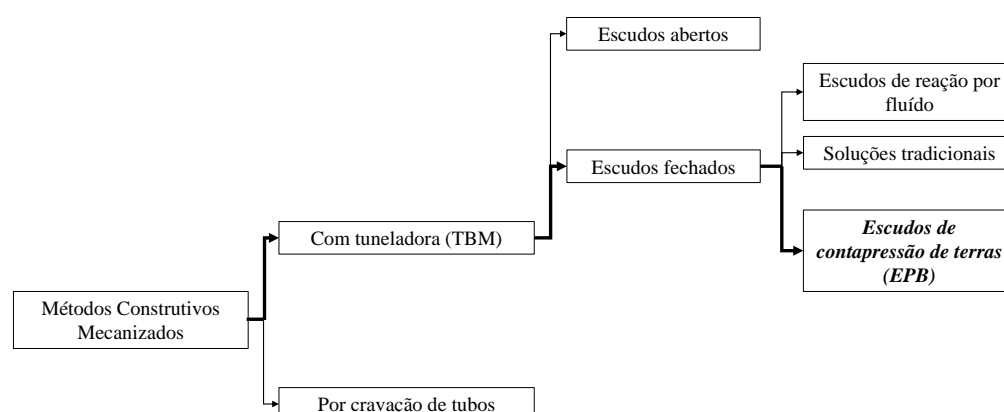


Figura 2.1: Esquema dos métodos construtivos mecanizados de túneis em solos.

Como em qualquer método construtivo existem vantagens e desvantagens. No presente trabalho, apesar da existência de outros métodos construtivos como a cravação de tubos, aborda-se somente a escavação mecanizada por máquinas tuneladoras (TBM), ao abrigo de escudos. Neste tipo de escavação em comparação com os restantes métodos de escavação, a principal vantagem associa-se à capacidade de contenção de deformações do maciço envolvente. Esta capacidade permite, desta forma, chegar muitas vezes ao limite de anular a necessidade de tratamentos prévios do maciço terroso. Deste modo torna-se possível reduzir as deformações ocorrentes à superfície e, consequentemente, reduzir os impactos da abertura do túnel em estruturas vizinhas. Salienta-se ainda o seu alto rendimento devido ao grau de mecanização. O suporte dimensionado, na escavação mecanizada, tem como função resistir aos impulsos do terreno e limitar as deformações do maciço e, por outro lado, o revestimento deve fazer face às questões de natureza estética ou funcional (como é o caso de túneis hidráulicos com paredes com mínimo de rugosidade). Assim, em túneis abertos com tuneladoras, o suporte poderá desempenhar funções de revestimento. Atualmente, as máquinas de secção total (igualmente denominadas por TBM) são fabricadas especifica-

2.2 Métodos construtivos de túneis em solos

mente para cada projeto, pelo que são raramente reutilizadas - desvantagem económica. Além disto, este método apenas permite a criação de uma frente de trabalho e a máquina tem uma grande dimensão, o que dificulta a sua instalação no local (Melo, 2003a).

Através do esquema da Figura 2.1 pode observar-se que os escudos (TBM) são classificados em “escudos abertos” ou “escudos fechados”, contudo apenas se abordam, no presente trabalho, os escudos fechados. Os escudos constituem em si suportes temporários de túneis e permitem a execução das operações de escavação e instalação do suporte definitivo em boas condições de segurança. Dentro do grupo dos “escudos fechados” inserem-se três tipos de soluções, contudo o foco deste trabalho recai nos “escudos de contrapressão de terras” - denominadas na literatura anglo-saxónica por EPB. As EPB's, ilustradas na Figura 2.2, têm um escudo composto por três zonas principais: a cabeça (onde se encontra o sistema de escavação), o corpo (onde se encontra a câmara de escavação) e a cauda (onde se encontra os sistemas de colocação do suporte e de avanço do escudo). Este é deslocado ao longo do túnel com a progressão da escavação, ficando o túnel suportado em toda a secção após a sua passagem.

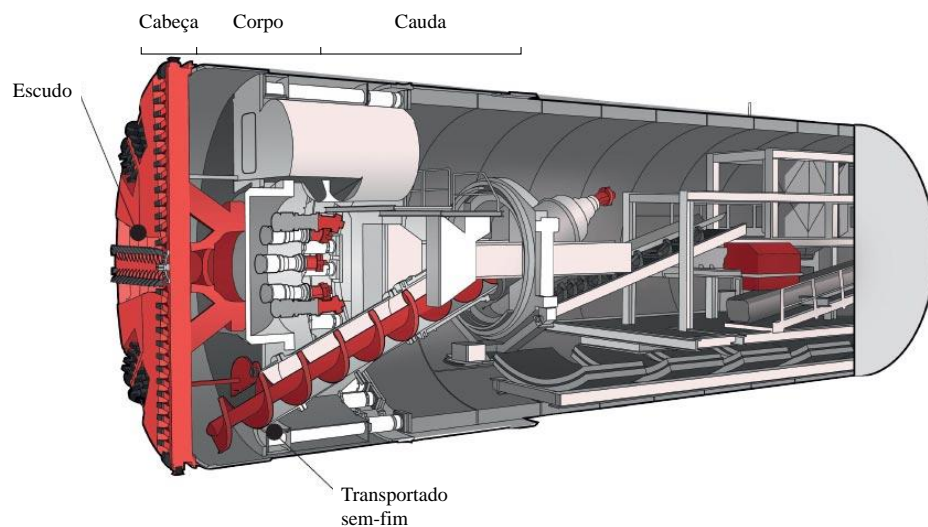


Figura 2.2: Ilustração de um escudo do tipo contrapressão de terras - EPB (Fonte: Líneas, 2010).

As tuneladoras EPB surgem associadas a casos com necessidade de aplicação de pressões estabilizadoras sobre a frente de escavação ou onde existam afluxos de água significativos. Sabendo que a estabilização da frente segue um princípio que recai na criação de uma

reação suficiente para equilibrar os impulsos do terreno e que as EPB's são capazes garantir esse equilíbrio, optou-se por considerar este tipo de tuneladora na análise ao longo deste trabalho. Esta estabilização da frente obtém-se através dos impulsos gerados pelo peso do solo que vai sendo escavado e que preenche na sua totalidade o vazio entre a frente e a cabeça da máquina de corte. Controla-se a pressão aplicada na frente pelo material escavado por meio da abertura da válvula de evacuação e da velocidade de rotação do sem-fim. Esta pressão é aplicada através de água pressurizada na câmara. A pressão de água na câmara, da tuneladora EPB, reduz o gradiente de carga hidráulica no solo e, consequentemente, as forças de percolação atuantes na frente do túnel. Quanto maior a diferença de carga entre a água do solo e da câmara, maior será a pressão de suporte limite necessária. A pressão de terras depende do tipo de terreno e da carga hidráulica instalada e deve ser ajustada em função das deformações. Os produtos da escavação removidos da câmara da frente encontram-se num estado próximo do solo mediante e, sofrendo uma transição para a pressão atmosférica, são depois transportados para o exterior (Melo, 2003a).

2.3 Definição do problema de análise de estabilidade

Nesta secção, após se explicar o recurso ao método construtivo EPB para a escavação do túnel, procede-se à definição do problema de estabilidade que se irá analisar ao longo deste trabalho. Pode resumir-se o problema como um modelo de análise de estabilidade da frente bidimensional, em deformação plana na direção longitudinal ao eixo do túnel. A escavação, em maciço terroso, contempla um túnel revestido, superficial, em condições drenadas e abaixo do nível freático.

A análise da estabilidade da frente de escavação de um túnel pressupõe a implementação de uma pressão de suporte capaz de resistir às tensões do terreno que ocorrem na frente, bem como aos efeitos que advêm da presença de nível freático. A garantia da manutenção da estabilidade da frente de escavação de um túnel mostra ser a principal preocupação no dimensionamento de um túnel. Os movimentos associados à escavação do túnel podem atingir magnitudes relevantes quer em torno da abertura do túnel quer à superfície do terreno, principalmente em túneis pouco profundos, podendo levar ao colapso do mesmo. De modo a garantir esta estabilidade recorre-se frequentemente à modelação numérica, através de programas de análise numérica como o Plaxis 2D. Esta ferramenta permite analisar, explicar e prever o comportamento e a resposta das estruturas provocados pelo processo construtivo. Neste tipo de programas é necessário definir um modelo de análise que pode ser do tipo 3D (Figura 2.3 a)) ou 2D (Figura 2.3 b) e c)). A análise tridimensional apresenta dificuldades associadas aos altos custos computacionais, à preparação de dados e ao tratamento de resultados. Para decidir qual o tipo de análise mais adequado, tendo em

2.3 Definição do problema de análise de estabilidade

conta quer aspetos computacionais quer de obra, é fundamental o chamado “julgamento de engenheiro” na interpretação dos resultados e na compreensão do funcionamento do cálculo numérico. Como tal, no dimensionamento e previsão do comportamento estrutural de túneis, tem-se recorrido preferencialmente a modelos bidimensionais.

Na análise bidimensional o estudo pode ser realizado segundo os modelos axissimétrico ou de deformação plana. A axissimetria acontece quando a estrutura pode ser representada como uma secção contendo o eixo de revolução. Claramente, este não é o caso em questão pelo que a análise acontecerá segundo deformação plana. Recorre-se ao estado plano de deformação quando uma das dimensões da estrutura é muito maior que as outras, normalmente associada ao comprimento da estrutura. Significando isto que os deslocamentos segundo a dimensão maior são muito menores do que os deslocamentos da outra. Na deformação plana, insere-se a análise de secção transversal no plano perpendicular ao eixo do túnel (Figura 2.3 b)) e a análise contendo o eixo longitudinal do túnel (Figura 2.3 c)). O estudo da estabilidade da frente de escavação incide, tal como o nome indica, na frente de escavação pelo que a análise do modelo será efetuada contendo o eixo longitudinal do túnel. A análise da secção transversal seria utilizada no caso de estudo das paredes, revestimento ou suporte do túnel (Caldeira, 2016).

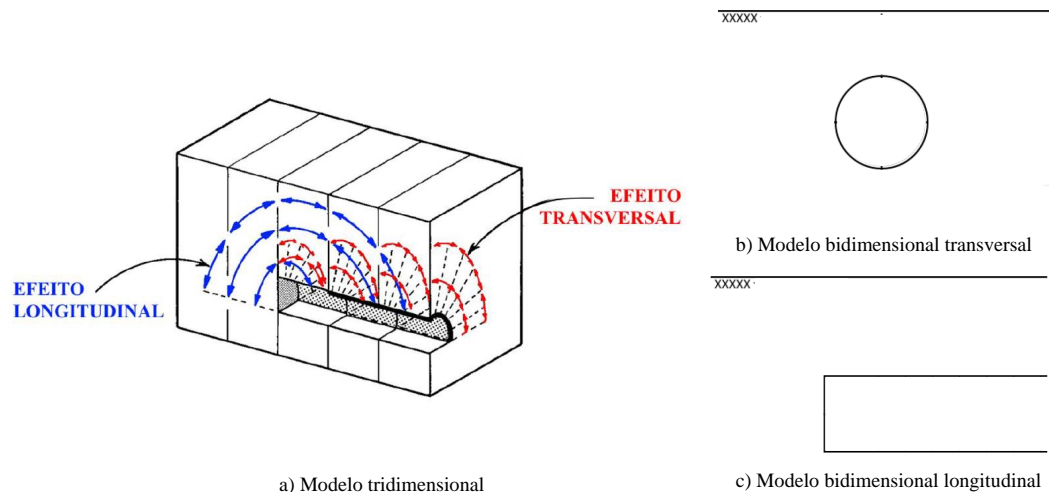


Figura 2.3: Modelos a) tridimensional, b) bidimensional transversal e c) bidimensional longitudinal na escavação de um túnel (adaptado de (Caldeira, 2016)).

Suponhamos então um modelo representado na Figura 2.4 com os parâmetros até aqui explicados, ou seja, um modelo de análise da estabilidade bidimensional de deformação

plana segundo o eixo longitudinal do túnel. Nesta Figura e na continuação da definição do problema de análise de estabilidade inserem-se ainda as condições geométricas do túnel e a sobrecarga à superfície, q . Nas características geométricas do túnel destacam-se o diâmetro do túnel, D , o recobrimento, C , e o comprimento de frente não revestida, P . Sabe-se que, durante a escavação de um túnel, necessita-se aplicar uma pressão de suporte limite, designada por σ_t , na frente de escavação. Esta pressão encontra-se igualmente representada na Figura e depende destas características ilustradas e das características geotécnicas do maciço.

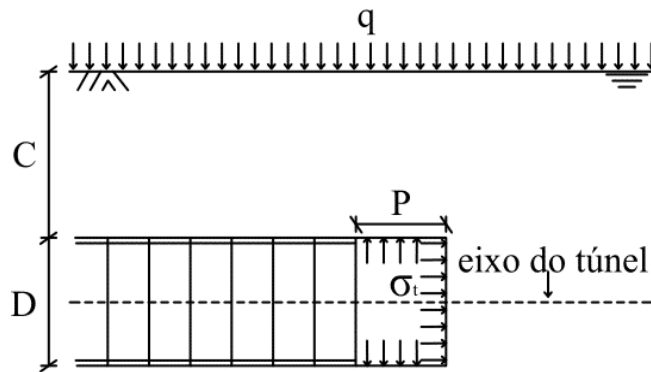


Figura 2.4: Modelo de análise de estabilidade da frente de escavação do túnel.

O campo dos túneis superficiais abrange aqueles cujo recobrimento, C , varia entre D e $5D$, aproximadamente, deste modo o túnel do problema em estudo enquadra-se neste campo. Alguns autores estudaram a variação do comprimento da frente não revestido, P . Tendo em conta a utilização da tuneladora EPB, considera-se que o suporte é colocado até à frente de escavação, pelo que o comprimento da frente não revestida é nulo, $P = 0$, ou seja, o túnel é inteiramente revestido. Devido a isto, o mecanismo de rotura global fica apenas associado à instabilidade da frente de escavação, como mostra a Figura 2.5, e a propagação da rotura até à superfície depende do tipo de solo e do recobrimento do túnel (Melo, 2003b).

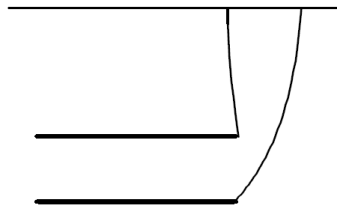


Figura 2.5: Modelo de rotura (Melo, 2003b).

2.3 Definição do problema de análise de estabilidade

Ainda na Figura 2.4, encontra-se por explicar como a pressão de suporte, σ_t , deve ser aplicada, a existência de nível freático à superfície e os seus efeitos na definição do problema.

Relativamente à pressão de suporte, σ_t , na sua aplicação, a atenção recai no valor atribuído pois se, por um lado, se pretende garantir a estabilidade da frente, por outro, esta não deve ser demasiado elevada. Os valores possíveis de atribuição dependem de fatores económicos e das deformações do terreno e podem ser da seguinte forma:

- Demasiado elevados (superiores à pressão geostática): podem conduzir a situações de grandes deformações ou, até mesmo, de explosão (“blow-out”) e, conseqüentemente, à perda do meio de suporte. Esta preocupação aumenta quanto mais superficiais os túneis forem.
- Elevados (iguais à pressão geostática): a estabilidade é garantida com deformações praticamente desprezáveis, contudo a solução é muito pouco económica.
- Baixos (inferiores à pressão geostática): conduz à mobilização da resistência do maciço circundante levando à redução das cargas no suporte, apesar das deformações serem mais significativas.

Posto isto, aconselha-se que maioritariamente se aplique uma pressão de suporte inferior à geostática, de preferência a limite, ou seja, a mínima necessária tendo em conta uma adequada margem de segurança (Delgado, 2009).

Finalmente, explica-se o motivo que levou à definição do problema em condições drenadas. Os efeitos da presença de água na escavação de um túnel são significativos devido à existência de fluxo de água através da abertura. Isto ocorre por a pressão intersticial na fronteira de escavação ser, geralmente, a atmosférica e o túnel adquirir o papel de um dreno de água subterrânea. Este fenómeno cria uma instabilidade na frente de escavação cuja proporção revela ser importante para o caso. A estabilidade e as deformações dos túneis escavados abaixo do nível freático dependem, geralmente, da permeabilidade do solo. Em solos de baixa permeabilidade desenvolve-se excesso de pressões intersticiais. Contudo não há alteração a curto-prazo do teor de água em torno da face do túnel. Segundo Anagnostou e Kovári (1996a), com base em estudos paramétricos, concluíram que são expectáveis túneis em condições drenadas quando a permeabilidade do solo é superior a 10^{-7} ou 10^{-6} m/s e o avanço de escavação de 0,1 a 1 m/h ou menos. No presente trabalho os coeficientes de permeabilidade do solo terão um valor superior a este, numa gama de 10^{-6} m/s, razão pela qual a análise se processa em condições drenadas. Para o caso de solos permeáveis torna-se possível desprezar a influência quer das variações do nível freático quer do efeito da consolidação. Deste modo, reduz-se o caso a uma situação hidráulica clássica. Sabe-se

que o regime transitório do fluxo de água pode ser desprezado no caso de permeabilidade elevada do solo, ou taxa de avanço baixa ou longo tempo de auto-sustentação da escavação (Anagnostou, 2002). No problema em questão, o tempo de auto-sustentação não é longo por se escavar com recurso a EPB e o nível freático é constante em fluxo bem como as carga hidráulicas. Logo, a análise será efetuada em regime estacionário.

2.4 Métodos de análise de estabilidade

2.4.1 Sem presença de nível freático

O caso sem presença de nível freático tem por base um modelo ilustrado na Figura 2.6. Trata-se da escavação de um túnel revestido em condições drenadas e, como se pode observar, as características geométricas do túnel englobam o recobrimento, C , e o diâmetro, D , descritos anteriormente e que obedecem às condições de túnel superficial. Destacam-se as características geotécnicas do maciço terroso, como o peso volúmico do solo, γ , o ângulo de resistência ao corte do solo, ϕ' , a coesão efetiva do solo, c , e também a sobrecarga aplicada à superfície, q .

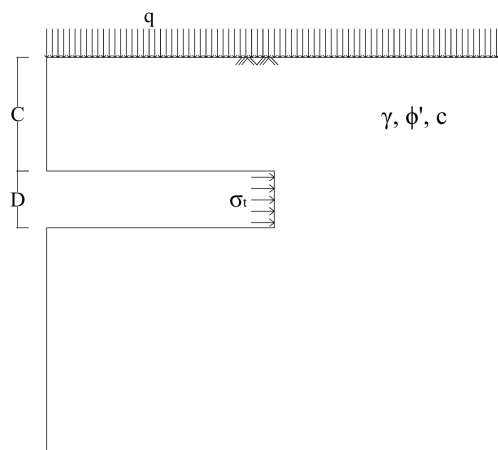


Figura 2.6: Modelo de análise da estabilidade da escavação de um túnel revestido em condições drenadas sem presença de nível freático.

Na Tabela 2.1 agruparam-se, cronologicamente, alguns autores que definiram expressões analíticas para a pressão de suporte limite para estudo da estabilidade da frente de escavação de túneis revestidos com condições drenadas, sem presença de nível freático. As observações referidas nesta Tabela descrevem o método mais adequado à análise de estabilidade em causa.

2.4 Métodos de análise de estabilidade

Tabela 2.1: Autores com métodos de análise da estabilidade de túneis revestidos em condições drenadas sem nível freático (baseado em (Delgado, 2009)).

Autores	Observações
Atkinson e Mair (1982)	Sugerem uma expressão (2.1) obtida de soluções teóricas e apoiada em dados experimentais.
Leca e Panet (1988)	Definem duas soluções de limite inferior para túneis superficiais com e sem consideração do peso do solo.
Leca e Dormieux (1990)	Apresentam uma solução de limite inferior, com base em Leca e Panet (1988), e três de limite superior, que comparam com os resultados experimentais de Chambon e J.Corté (1990).
Antão (1997)	Tenta reproduzir resultados experimentais de Chambon e Corté quer para túneis revestidos ($P = 0$) quer para parcialmente revestidos ($P \neq 0$).
Soubra (2015)	Tem por base Leca e Dormieux (1990) e considera túneis superficiais em maciços sem coesão e sem sobrecarga à superfície. Apresentou uma melhoria de 8% para um caso particular.
Subrin e Wong (2002)	Faz uma análise tridimensional tendo por base Chambon e Corté, cuja melhoria acontece apenas quando o mecanismo de rotura não atinge a superfície.

Visto que a maior parte dos métodos utilizados na prática se baseia na solução de limite superior (TRS), por fornecerem estimativas para a pressão de suporte do lado da segurança, apenas será considerada esse tipo de solução neste trabalho (Delgado, 2009). Deste modo, reduz-se o núcleo das propostas apresentadas no Quadro anterior. Apesar de Antão (1997) ter definido soluções limite para solos friccionais através do módulo de LIM1, procurando reproduzir os resultados experimentais de Chambon e Corté, não conseguiu melhorar os seus valores. No entanto, permitiu-lhe justificar convenientemente a igualdade de limites superiores obtidos para $C/D = 1$ e $C/D = 2$ e reforçar a ideia de que as fronteiras superiores (TRS) revelam-se mais realistas que as inferiores (Delgado, 2009). Logo, não se irá considerar nem descrever esta proposta para este trabalho. Posto isto e sendo o modelo de análise de estabilidade a considerar bidimensional com sobrecarga aplicada à superfície, dos autores apresentados no Quadro 2.1 apenas se descreverá o método analítico da região superior de Leca e Dormieux (1990). Este método tem como ponto de partida a proposta de Atkinson e Mair (1982). Assim, descreve-se de seguida o método analítico de Atkinson e Mair (1982) para, finalmente, se abordar a proposta de Leca e Dormieux (1990).

Atkinson e Mair (1982) apresentaram uma expressão para avaliar a estabilidade da frente, obtida a partir de soluções teóricas e apoiada em dados experimentais, de túneis em condições drenadas, dada por:

$$\sigma_t = N_s q + N_\gamma \gamma D \quad (2.1)$$

onde q é a eventual sobrecarga aplicada à superfície do terreno, γ é o peso volúmico do solo e D é o diâmetro do túnel. Por último, N_s e N_γ são os parâmetros adimensionais dependentes da resistência do solo e têm várias propostas de quantificação definidas por diferentes autores, a partir de soluções de limite superior e inferior (Melo, 2003b). A expressão 2.1, de Atkinson e Mair (1982), da pressão de suporte da frente foi utilizada por vários autores para efetuar os seus estudos. Como referido anteriormente, aborda-se a proposta de Leca e Dormieux (1990) pelo que os parâmetros adimensionais são os definidos por estes autores e a proposta explica-se de seguida.

Leca e Dormieux (1990) obtiveram uma solução de limite superior (TRS) constituída por três mecanismos de rotura mas apenas se optou, para este trabalho, pelos dois mecanismos de colapso (MI e MII) pois o terceiro era vocacionado para túneis muito superficiais em solos muito pouco resistentes. Destes mecanismos, os autores constataram que o mecanismo MII fornecia melhores resultados, excepto para túneis muito superficiais ($C/D \leq 0,25$) ou valores de ângulo de atrito inferiores a 30° . Para valores de $C/D > 1$ ambos os mecanismos de colapso, MI e MII, produzem resultados semelhantes. Tendo em conta a geometria do problema de análise de estabilidade e as características geotécnicas consideradas apenas se utiliza o mecanismo MII que se descreve e ilustra de seguida. Assim, na Figura 2.7 apresenta-se o mecanismo de rotura MII de Leca e Dormieux (1990).

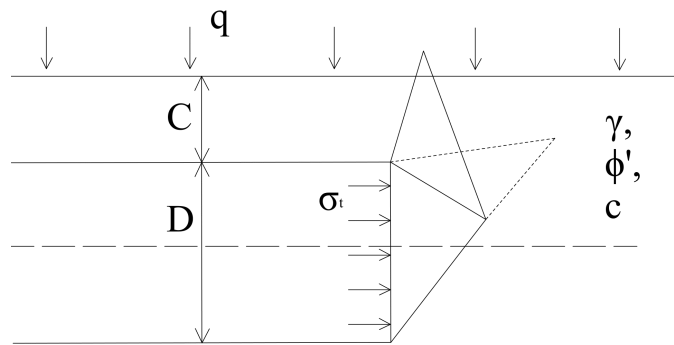


Figura 2.7: Esquema do mecanismo de colapso MII de Leca e Dormieux (1990).

A solução de limite superior de Leca e Dormieux (1990) para os mecanismos de colapso pode ser dada em termos de cargas por:

$$Q_t \geq N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma \quad (2.2)$$

2.4 Métodos de análise de estabilidade

onde Q_t , Q_s , e Q_γ são os parâmetros de carga definidos por:

$$Q_t = (K_p - 1) \frac{\sigma_t}{\sigma_c} + 1 \quad (2.3)$$

$$Q_s = (K_p - 1) \frac{q}{\sigma_c} + 1 \quad (2.4)$$

$$Q_\gamma = (K_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \quad (2.5)$$

donde, K_p é o coeficiente impulso de terras passivo de Rankine dado por

$$K_p = (1 + \text{sen}\phi') / (1 - \text{sen}\phi') \quad (2.6)$$

e σ_c é a resistência do solo à compressão simples definida por:

$$\sigma_c = 2 \frac{c' \cos\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \quad (2.7)$$

Substituindo as expressões dos parâmetros de carga, (2.3), (2.4) e (2.5), na expressão de limite superior, (2.2), e resolvendo em ordem a σ_t obtém-se a expressão 2.8 para a pressão de suporte limite.

$$\sigma_t = \left[N_s \left[(K_p - 1) \frac{q}{\sigma_c} + 1 \right] + N_\gamma \left[(K_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \right] - 1 \right] \frac{\sigma_c}{(K_p - 1)} \quad (2.8)$$

Os valores deste coeficiente adimensionais N_s e N_γ podem ser obtidos por via analítica ou através de um ábaco. Em primeira instância descreve-se a via analítica onde estes, N_s e N_γ são definidos como:

$$N_s = \frac{1}{\cos\alpha \cos^2\phi'} \frac{\text{sen}(\beta - \phi')}{\text{sen}(\beta + \phi')} \frac{R_E^2}{R_A} \quad (2.9)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{3} \left[\text{tg}\alpha R_B + \frac{\cos\phi' \cos(\beta + \phi')}{2 \text{sen}\phi' \text{sen}(\beta + \phi')} \frac{R_C^3}{R_A} - \frac{1}{2 \text{sen}\phi' \cos\alpha \cos^2\phi'} \frac{\text{sen}(\beta - \phi')}{\text{sen}(\beta + \phi')} \frac{R_E^3}{R_A} \right] \quad (2.10)$$

As expressões de N_s e N_γ acima definidas são válidas somente quando a rotura atinge a

superfície, ou seja, quando:

$$\frac{C}{D} \leq \frac{\cos(\alpha + \phi')}{2\sin\phi'} \frac{\sin(\beta - \phi')}{\sin(\beta + \phi')} \quad (2.11)$$

onde,

$$\beta = \frac{\pi}{2} + \frac{\alpha}{2} \quad (2.12)$$

Caso tal condição não se verifique, as expressões permanecem válidas para $R_E = 0$. Por último, definem-se os parâmetros R_A , R_B , R_C e R_E que permitem a completa definição de N_s e N_γ (equações 2.9 e 2.10):

$$R_A = \frac{\sqrt{\cos(\alpha - \phi')\cos(\alpha + \phi')}}{\cos\phi'} \quad (2.13)$$

$$R_B = \frac{\cos(\alpha - \phi')\cos(\alpha + \phi')}{\sin(2\phi')} \quad (2.14)$$

$$R_C = \frac{\cos(\alpha + \phi')}{\cos\phi'} \sqrt{\frac{\sin(\beta - \phi')}{\sin(\beta + \phi')}} \quad (2.15)$$

$$R_E = \frac{\cos^2\phi'}{\cos(\alpha + \phi')} R_C - \frac{2C}{D} \sin\phi' \quad (2.16)$$

Para o mecanismo de colapso MII, como para MI, os coeficientes N_s e N_γ dependem do ângulo entre o eixo do cone adjacente ao túnel e a horizontal, α . Os mecanismos de colapso são otimizados quando α é tal que maximize N_s e N_γ . Deste modo, os autores definiram-no como

$$\alpha \approx 49^\circ - \phi'/2 \quad (2.17)$$

Assim, sintetizando o até então descrito, descreve-se, em tópicos, a ordem de cálculo da pressão de suporte limite, σ_t , por via analítica de obtenção de N_s e N_γ :

- 1) K_p (2.6); σ_c (2.7)
- 2) β (2.12); α (2.17)
- 3) Condição C/D (2.11); Parâmetros R_i 's (2.13; 2.14; 2.15; 2.16)
- 4) Coeficientes adimensionais, N_s e N_γ (2.9; 2.10).

2.4 Métodos de análise de estabilidade

5) Pressão de suporte limite, σ_t (2.8).

Tendo sido descrita a via analítica para obtenção dos valores de N_s e N_γ , procede-se à descrição através de ábaco. Os autores criaram o ábaco representado na Figura 2.8 para o caso dos mecanismos de colapso (MI e MII). Para ambos os mecanismos obtiveram o mesmo ábaco e neste apenas constam valores até $C/D \leq 0,6$. No ábaco mostra-se que N_s^{c+} é quase sempre inferior a N_γ^{c+} (a denominação “c+” refere-se à solução de limite superior no caso de mecanismo de colapso) e que é igual a zero para qualquer valor de ϕ' quando $C/D \geq 0,6$. Tal sugere que, em casos de condições de colapso semelhantes às previstas por MI e MII, a sobrecarga, q , terá uma influência muito reduzida na frente de colapso, a não ser em túneis muito superficiais.

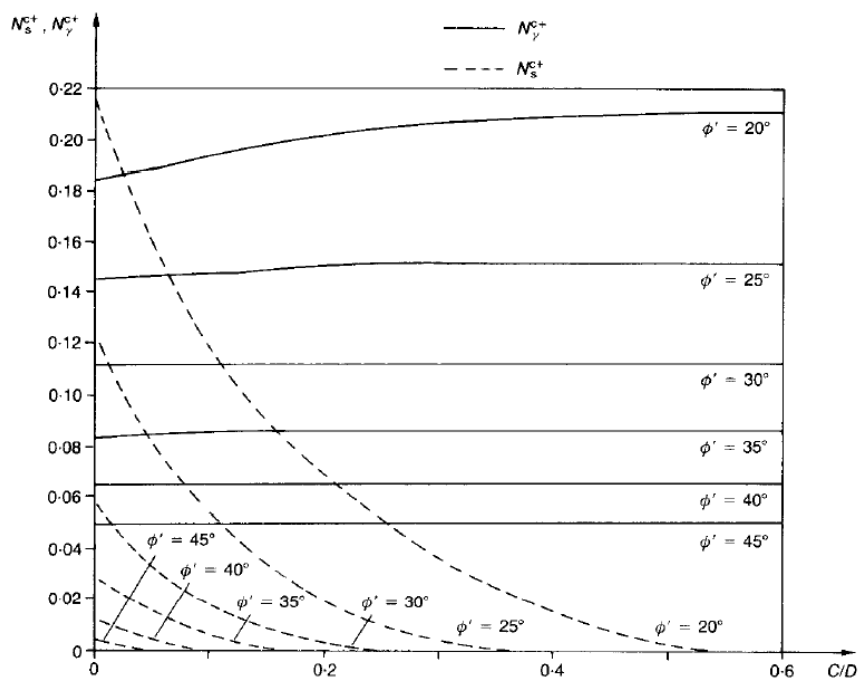


Figura 2.8: Limites superiores dos coeficiente adimensionais N_γ e N_s para os dois mecanismos de colapso (MI e MII) de Leca e Dormieux (1990).

Assim, a ordem de cálculo da pressão de suporte limite, σ_t , através da observação do ábaco da Figura 2.8 é dada por:

- 1) K_p (2.6); σ_c (2.7)
- 2) Coeficientes adimensionais, N_s e N_γ (Figura 2.8).
- 3) Pressão de suporte limite, σ_t (2.8).

2.4 Métodos de análise de estabilidade

Tabela 2.2: Autores com métodos de análise da estabilidade de túneis revestidos em condições drenadas com nível freático (baseado em (Delgado, 2009)).

Autores	Observações
Anagnostou e Kovári (1996a; 1996b)	Adotaram um modelo, com base no mecanismo de colapso concebido por Horn para análises drenadas, para avaliar a estabilidade da frente quando o túnel é escavado pelo método construtivo das EPB's com percolação na direção do túnel.
De Buhan et al. (1999)	Desenvolveram uma análise com base no mecanismo de ruptura de Leca e Dormieux (1990) e correspondente solução de limite superior, até então válida somente para solos secos.
Lee e Nam (2001)	Tal como De Buhan et al. (1999) tiveram por base Leca e Dormieux (1990) para obtenção das tensões efetivas atuantes na frente do túnel e das forças de percolação.
Corfdir (2004)	Desenvolveu um método que permite contabilizar as forças de percolação na condição de estabilidade cinemática em termos de condições de fronteira, dispensando a avaliação da percolação.

Lee e Nam (2001) concluíram que para manter a estabilidade da frente de um túnel em solo arenoso abaixo do nível freático é razoável estimar a pressão de suporte combinando as tensões com as forças de percolação. Recorreram a um programa de cálculo numérico para obtenção de dados relativos à percolação que permitam calcular a pressão de suporte. Por esta razão considerando-se que este método não se adequa ao estudo do problema de estabilidade em causa. Por sua vez, Corfdir (2004) desenvolveu um método de difícil aplicação analítica. Deste modo, reduz-se o núcleo dos autores do Quadro aos dois primeiros. Dentre estes, optou-se por utilizar, no estudo do problema do próximo capítulo, o método de Anagnostou e Kovári (1996a; 1996b). A escolha deste método de análise de estabilidade recaí, essencialmente, no fato de se destinar ao cálculo da pressão de suporte no método construtivo das EPB's. Assim procede-se à descrição do mesmo.

Anagnostou e Kovári (1996a; 1996b) adotaram um modelo para avaliar a estabilidade da frente com percolação na direção do túnel cuja pressão de suporte na frente é dada por:

$$\sigma_t = F_0\gamma'D - F_1c + F_2\gamma'\Delta h - F_3c\frac{\Delta h}{D} \quad (2.18)$$

onde, Δh é a diferença entre elevação do nível freático, h_0 , e a carga piezométrica na câmara, h_F , junto à frente do escudo (ilustrado na Figura 2.10). No problema de estabilidade a analisar $h_0 = H + D$ e o nível freático não se elevará acima da superfície do terreno. No caso extremo, a frente do túnel representa uma frente de percolação, isto é, a pressão é atmosférica e a carga piezométrica é igual à cota em cada ponto ($h_F = z$). A uma distância

suficiente da frente do túnel, a carga piezométrica corresponde à elevação do nível freático (h_0).

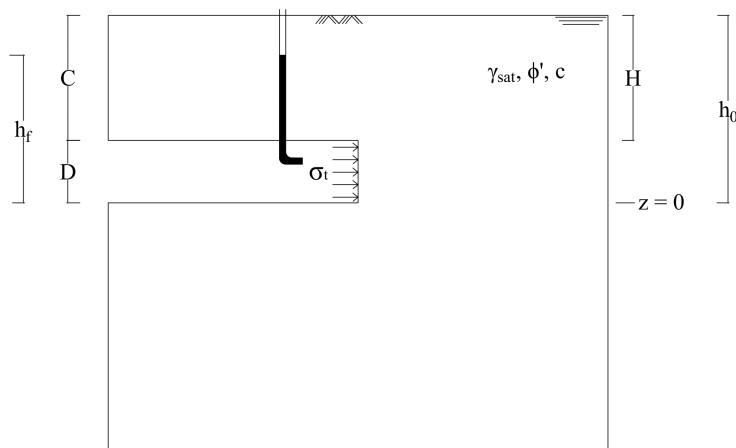


Figura 2.10: Esquema ilustrativo de Δh - diferença entre a elevação do nível freático, h_0 , e a carga piezométrica na câmara, h_F , junto à frente do escudo (Anagnostou e Kovári, 1996b).

Definem-se igualmente os coeficientes adimensionais, F_0 a F_3 , fornecidos pelos ábacos da Figura 2.11 (leem-se de cima para baixo e da esquerda para a direita, respetivamente). Estes ábacos mostram que o recobrimento não tem qualquer efeito na pressão de suporte normalizada F_0 quando $C/D > 2$ ou $\phi' > 25^\circ$. Mostram ainda que a influência do recobrimento, C/D , no coeficiente F_1 é pequena e este não depende do nível freático, H/D . No caso do coeficiente F_2 , o ábaco mostra que este expressa o efeito da diferença de carga na pressão de suporte num solo sem coesão e depende, exclusivamente, do fluxo acima do topo do túnel. O coeficiente F_3 depende tanto do recobrimento como da altura do nível freático.

2.4 Métodos de análise de estabilidade

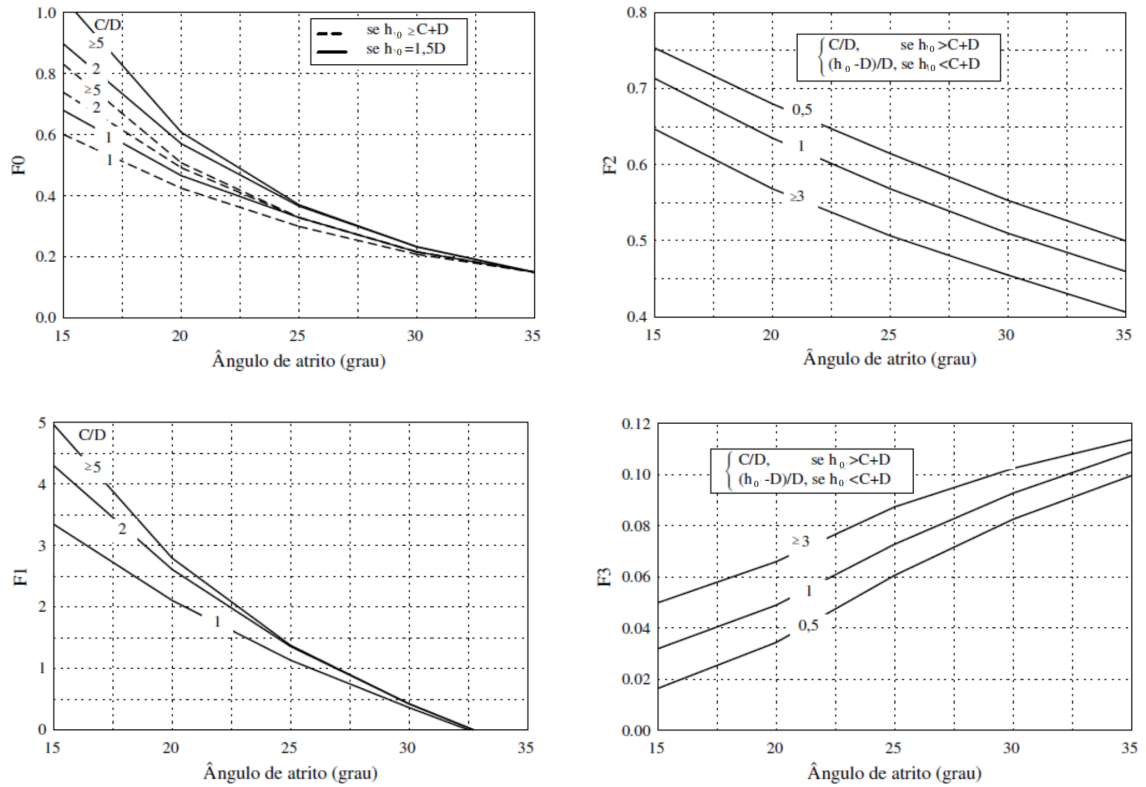


Figura 2.11: Coeficientes adimensionais F_0 , F_1 , F_2 e F_3 de Anagnostou e Kovári (1996b).

Tal como no método de análise descrito no caso sem presença de nível freático, esta expressão será utilizada adiante no estudo do problema de análise de estabilidade. Permitirá calibrar o problema através da determinação da pressão de suporte limite com presença de nível freático.

Capítulo 3

Análise de estabilidade

3.1 Introdução

Neste capítulo estuda-se a pressão de suporte necessária para garantir a estabilidade da frente de escavação de um túnel. Como definido no capítulo anterior (secção 2.3), o problema define-se numa análise de estabilidade bidimensional, em deformação plana na direção longitudinal ao eixo do túnel. Este é superficial, revestido e escavado em condições drenadas com recurso a tuneladora (EPB), abaixo do nível freático. O estudo do problema será efetuado recorrendo ao programa de cálculo automático Plaxis 2D, ao estudo de Lu et al. (2014) e aos dois métodos de análise de estabilidade, com e sem presença de nível freático, descritos no capítulo anterior.

Divide-se o capítulo em dois casos base: sem e com presença de nível freático. No caso sem presença de nível freático, a análise de estabilidade, efetuada através do programa, é calibrada com um estudo de Lu et al. (2014) e com a expressão analítica de Leca e Dormieux (1990) (referida na secção 2.4.1). O estudo do primeiro autor realiza-se através da implementação de uma pressão de suporte geostática na frente de escavação do túnel. O estudo pretende observar como se comporta a frente até atingir a pressão de suporte limite - imediatamente antes do colapso - resultando um gráfico que relaciona a pressão de suporte e o deslocamento do ponto central da frente de escavação do túnel. Neste trabalho, no gráfico de calibração constará, igualmente, o valor da pressão de suporte limite obtida através da expressão analítica do segundo autor, para os respetivos ângulos de resistência ao corte considerados.

Com presença de nível freático efetua-se, em primeira instância, um estudo prévio apenas com uma análise hidráulica e com características geométricas e propriedades geotécnicas

semelhantes às do caso base. Permitirá compreender qual a entrada de dados que se deve introduzir possibilitando que, posteriormente, se possa efetuar uma análise conjunta de tensão-deformação e hidráulica. Em todos os estudos com presença de água a modelação processa-se em regime estacionário.

Após o estudo prévio referido, no caso base (com nível freático), a calibração será igualmente feita com base num estudo de Lu et al. (2014) e recorre-se à expressão analítica de Leca e Dormieux (1990), como se explicará adiante, e à de Anagnostou e Kovári (1996), referida na secção 2.4.2. Neste caso o estudo determina a pressão de suporte limite necessária para garantir a estabilidade da frente de escavação do túnel para diferentes alturas de nível freático em relação ao topo do túnel. Os resultados obtidos neste trabalho serão calibrados num gráfico que relaciona a pressão de suporte limite e o nível freático com os resultados de Lu et al. (2014) e dos valores das duas expressões analíticas referidas.

Na modelação no Plaxis 2D as diferenças entre os casos considerados passam pela existência ou não de nível freático e respetivas considerações hidráulicas, como o tipo de cálculo. Nos casos secos, a diferença é no tipo de cálculo da água que se processa como “phreatic” e as condições hidráulicas são inexistentes, obtendo-se assim somente uma análise de tensão-deformação. No estudo prévio, a modelação dá-se somente com a consideração do efeito da água pelo que o tipo de cálculo é “groundwater flow only”. Com presença de água, a modelação processa-se com o tipo de cálculo “K0 procedure” e relativo à presença desta segundo o tipo “steady-state groundwater flow”, permitindo obter uma análise de tensão-deformação e hidráulica.

3.2 Caso base sem nível freático

O problema apresentado baseia-se no modelo de um estudo de Lu et al. (2014) e na Figura 2.6 da secção 2.4.1. A Figura 3.1 ilustra o túnel superficial, totalmente revestido, com diâmetro $D=10\text{m}$ e recobrimento $C=10\text{m}$. Ilustram-se ainda as restantes dimensões e as restrições de deslocamento nas fronteiras. Na frente de escavação encontra-se aplicada uma pressão de suporte, σ_t , e à superfície uma sobrecarga distribuída, q . Os valores da pressão de suporte foram obtidos a partir dos dados dos autores e o valor da sobrecarga deriva desta, como descrito adiante. Na base e nas paredes do túnel (por este ser revestido) os deslocamentos estão impedidos em ambas as direções, vertical e horizontal. À esquerda e à direita, as fronteiras verticais limitadoras do modelo têm os deslocamentos impedidos horizontalmente e a frente de escavação do túnel não possui qualquer restrição (pode mover-se livremente).

3.2 Caso base sem nível freático

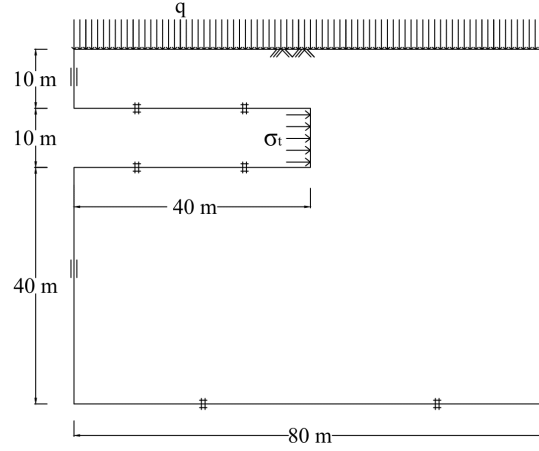


Figura 3.1: Características geométricas e restrições de deslocamento nas fronteiras do modelo sem nível freático.

Os parâmetros geotécnicos adotados apresentam-se na Tabela 3.1. Adotou-se um ângulo de dilatância igual ao ângulo de resistência ao corte pois considera-se que este não tem influência significativa na pressão de suporte limite (Lu et al. (2014)).

Tabela 3.1: Parâmetros geotécnicos adotados no modelo sem nível freático.

Parâmetro	Nome	Maciço terroso	Unidades
Peso volúmico do solo	γ_{unsat}	17	kN/m^3
Módulo de Elasticidade	E	20	MPa
Coefficiente de Poisson	ν	0,3	-
Coesão	c'	2	kPa
Ângulo de resistência ao corte	ϕ'	15 a 35	°
Ângulo de dilatância	ψ'	igual ao ϕ'	°

O modelo constitutivo adotado, no Plaxis 2D, foi o de elastoplasticidade perfeita de Mohr-Coulomb, no qual a resistência se define pelos ângulos de resistência ao corte e de dilatância e pela coesão efetiva, se existir. A rigidez define-se através do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson.

Dos dados fornecidos por Lu et al. (2014), não consta diretamente o valor da sobrecarga aplicada à superfície pelo que foi preciso estimar o seu valor a partir do gráfico de resultados apresentado pelos autores. Estes consideram que a distribuição de tensões iniciais é a geostática e que, após escavação, é recuperada através da imposição da pressão de suporte, σ_t , definida através da equação:

$$\sigma_t = K_0(q + \gamma C) \quad (3.1)$$

onde K_0 é o coeficiente de impulso em repouso igual a $1 - \tan(\phi')$. Assim, a partir do

gráfico que relaciona a pressão de suporte e o deslocamento do ponto central da frente de escavação do túnel, obtido por Lu et al. (2014), obteve-se o valor da pressão de suporte adotado para cada ângulo de resistência ao corte. Da equação 3.1, determinou-se o valor da sobrecarga aplicada à superfície, q , para cada ângulo de resistência ao corte, tendo-se obtido o valor de $300kN/m^2$, como representado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Valor da sobrecarga aplicada à superfície para cada ângulo de resistência ao corte, em função da pressão de suporte.

Ângulo de resistência ao corte, ϕ' ($^{\circ}$)	Pressão de suporte geostática, σ_t (kPa)	Sobrecarga, q (kN/m^2)
15	347,7	299,1
20	308,0	298,1
25	269,0	295,9
30	234,4	298,8
35	199,0	296,7

A malha de elementos finitos considerada no Plaxis 2D foi triangular a 15 nós refinada na zona adjacente à frente de escavação (zona de incidência do nosso estudo), como na Figura 3.2.

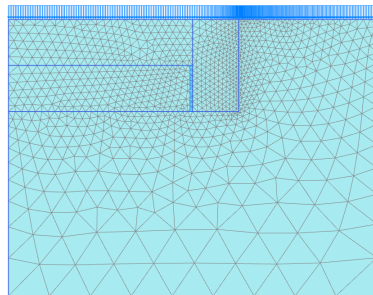


Figura 3.2: Malha de elementos finitos a 15 nós.

Na Figura 3.3 ilustra-se o faseamento construtivo considerado na modelação do problema, sendo o mesmo descrito seguidamente:

- a) Fase 1: Ativação da sobrecarga, q .
- b) Fase 2: Ativação das condições de fronteira.
- c) Fase 3: Escavação e ativação da pressão de suporte, σ_t .
- d) Fase 4: Desativação da pressão de suporte, σ_t .

No início da Fase 3, quando se processa o seu cálculo, os deslocamentos são repostos a zero para que nenhum deslocamento que possa ter surgido nas fases anteriores tenha influência

3.2 Caso base sem nível freático

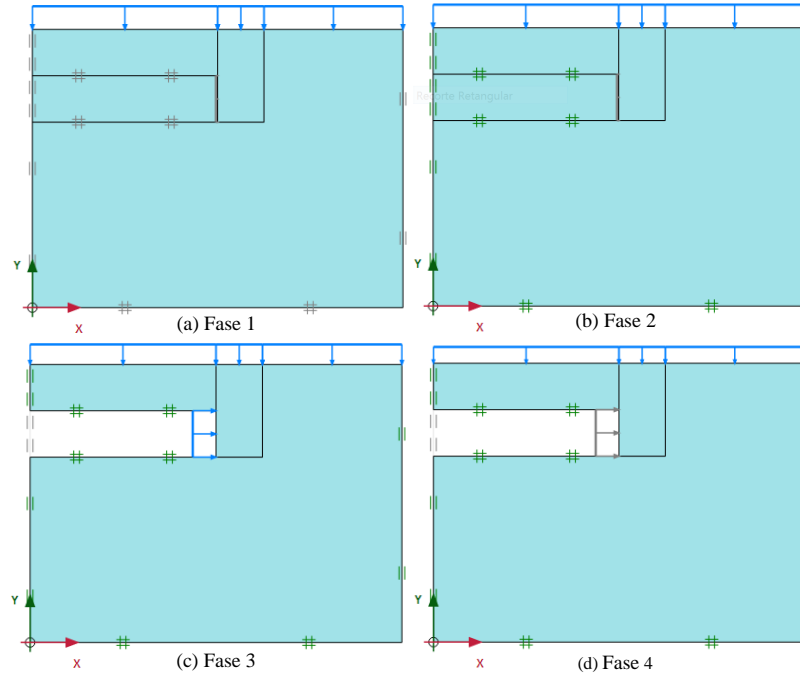


Figura 3.3: Faseamento construtivo adotado nos cálculos do caso base sem nível freático.

nesta. A Fase 4 surge pela necessidade de garantir a estabilização da pressão de suporte, para a qual a curva tende - valor limite. Por este motivo, também no início desta os deslocamentos são repostos a zero. Assim, nos resultados apenas estará a influência da estabilização da pressão de suporte e não da fase de aplicação desta.

Efetuaram-se cálculos da aplicação da pressão de suporte geostática no Plaxis 2D para os ângulos de resistência ao corte: 15° , 20° , 25° , 30° e 35° e para cada ângulo gerou-se no programa um gráfico de variação de $\sum M_{stage}$ com o deslocamento total do ponto central da frente de escavação do túnel. Em seguida, converteu-se $\sum M_{stage}$ nos valores da pressão de suporte geostática, como Lu et al. (2014). Deste modo, foi possível obter um gráfico semelhante ao obtido pelo autor e sobrepor os resultados, como apresentado na Figura 3.4. Os valores na origem são os valores da pressão de suporte geostática que se apresentaram, anteriormente, na Tabela 3.2.

Para aplicar o método de Leca e Dormieux (1990), efetuou-se o cálculo da pressão de suporte limite através da expressão analítica (equação 2.8) segundo a ordem de cálculo descrita na secção 2.4.1. Nos cálculos consideraram-se como dados a coesão, c' , de $2kPa$, o peso volúmico do solo, γ , de $17kN/m^3$ e a sobrecarga à superfície, q , de $300kN/m^2$. Os cálculos foram efetuados para todos os ângulos de resistência ao corte considerados. Na Tabela 3.3 apresentam-se os resultados obtidos da aplicação do método considerando

o mecanismo de colapso MII (secção 2.4.1) para o caso sem presença de nível freático e as respectivas equações para cada parâmetro. Efetuaram-se os cálculos somente do ângulo de resistência ao corte de 30° para o mecanismo de colapso MI de modo a comprovar, como referido anteriormente na secção 2.4.1, que para $C/D > 1$ ambos os mecanismos de colapso MI e MII produzem resultados iguais. No Anexo A apresentam-se os resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte de 30° bem como as respectivas expressões analíticas, verificando-se a igualdade de resultados.

Tabela 3.3: Resultados da aplicação do método do mecanismo MII de Leca e Dormieux (1990) para o caso sem presença de nível freático.

$\phi'(^{\circ})$	15	20	25	30	35	Equação (secção 2.4.1)
K_p	1,7	2,0	2,5	3,0	3,7	(2.6)
$\sigma_c(kPa)$	5,2	5,7	6,3	6,9	7,7	(2.7)
$\beta(^{\circ})$	22,3	21,1	19,8	17,8	17,3	(2.12)
$\alpha(^{\circ})$	41,5	39	36,5	34	31,5	(2.17)
cond. C/D	0,224	0,021	-0,072	-0,125	-0,133	(2.11)
R_E	0	0	0	0	0	(2.16)
R_A	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	(2.13)
R_B	0,99	0,76	0,61	0,50	0,42	(2.14)
R_C	0,262	0,092	-	-	-	(2.15)
N_{γ}^{c+}	0,291	0,204	0,151	0,114	0,087	(2.10)
N_s^{c+}	0	0	0	0	0	(2.9)
$\sigma_t(kPa)$	42,06	29,27	21,30	15,84	11,85	(2.8)

Tendo sido feitos os cálculos através do programa e das expressões analíticas é possível apresentar na Figura 3.4 os resultados segundo um gráfico que relaciona a pressão de suporte com o deslocamento do ponto central da frente de escavação.

3.3 Com presença de nível freático

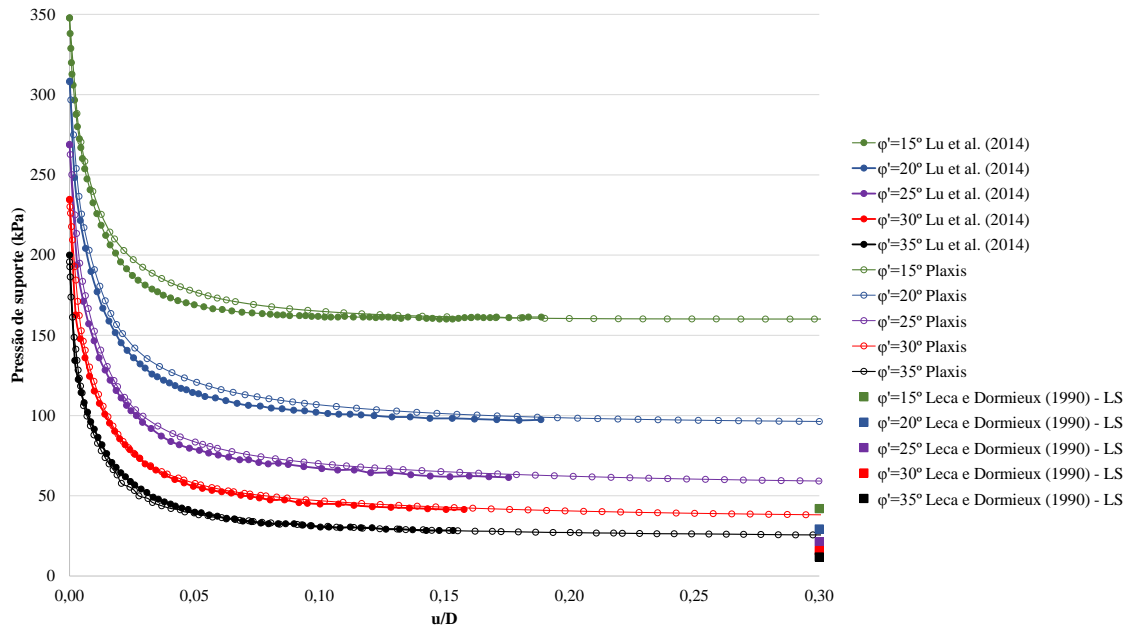


Figura 3.4: Relação entre pressão de suporte e o deslocamento do ponto central da frente de escavação do túnel, para $C/D=1$. Calibração com os resultados dos autores.

Verifica-se que, como era de esperar, o deslocamento decresce com a pressão de suporte e, ao atingir o seu valor limite, mantém-se constante mesmo com o aumento do deslocamento, o que indica que se atingiu a pressão de suporte imediatamente antes do colapso. Por comparação de resultados, observa-se que há uma boa aproximação entre os resultados de Lu et al. (2014) e os obtidos no Plaxis 2D. Quanto aos resultados obtidos por via teórica, observa-se que os valores de Leca e Dormieux (1990), são bastante menores que os restantes resultados. As diferenças podem residir nas informações em falta, nomeadamente valor da sobrecarga aplicada à superfície e dimensões exatas do modelo, e na análise do estudo de Leca e Dormieux (1990) ser tridimensional.

3.3 Com presença de nível freático

3.3.1 Estudo prévio - análise hidráulica

Como referido, este estudo prévio incide apenas numa análise hidráulica e permitirá compreender quais os dados a atribuir no Plaxis 2D que resultem na expectável percolação da água pela abertura de um túnel. Para o efeito foi utilizado um caso simples de um túnel

superficial, revestido e escavado com EPB em condições drenadas.

Adotou-se uma geometria que reproduzisse a escavação de um túnel de diâmetro de 10 metros, a 15 metros de profundidade, desde o limite do modelo até 30 metros de avanço de escavação, como ilustra a Figura 3.5. Estudam-se 6 casos cuja diferença reside no comprimento de escavação do túnel, de modo a efetuar uma análise progressiva da escavação: desde o caso 1, mais simples, cuja frente do túnel coincide com a fronteira limitadora do modelo, até ao caso 6, cuja frente se encontra a 30 metros de distância do limite do modelo.

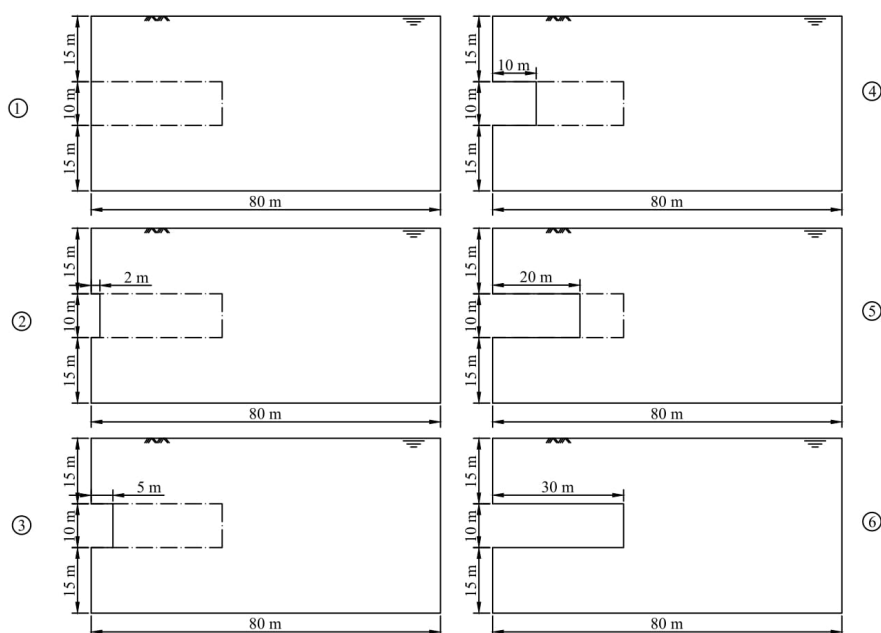


Figura 3.5: Modelo de análise sequencial desde o caso mais simples, 1, até 30 metros de avanço da frente de escavação, 6.

Optou-se por uma análise elástico-linear do tipo drenada, que requer a definição somente dos parâmetros de rigidez, para um solo medianamente fino. As propriedades geotécnicas adotadas foram as seguintes: os pesos volúnicos não saturado e saturado têm o valor de 16 kN/m^3 e 20 kN/m^3 , respetivamente, o módulo de elasticidade é de 50 MPa e o coeficiente de Poisson de $0,3$.

Com a presença de nível freático impõe-se a necessidade de definir as condições de fronteira em termos hidráulicos (Figura 3.6). Definiram-se as fronteiras como fechadas aquelas através das quais não se pretendia que houvesse fluxo de água ($Q = 0$), como a delimitadora do modelo na base e as paredes do túnel. A fronteira limitadora do lado direito do modelo,

3.3 Com presença de nível freático

de onde surge o fluxo de água devido ao nível freático à superfície, definiu-se com carga hidráulica constante da cota à superfície ($h = cte$). O mesmo acontece para as limitadoras do lado esquerdo (ambas com 40 m). Por último, a frente de escavação do túnel definiu-se como livre (“seepage”), ou seja, a água pode fluir livremente. De notar que as condições referidas adequam-se ao caso em que a frente de escavação está mais afastada da frente de escavação pois este caso é o foco do presente trabalho.

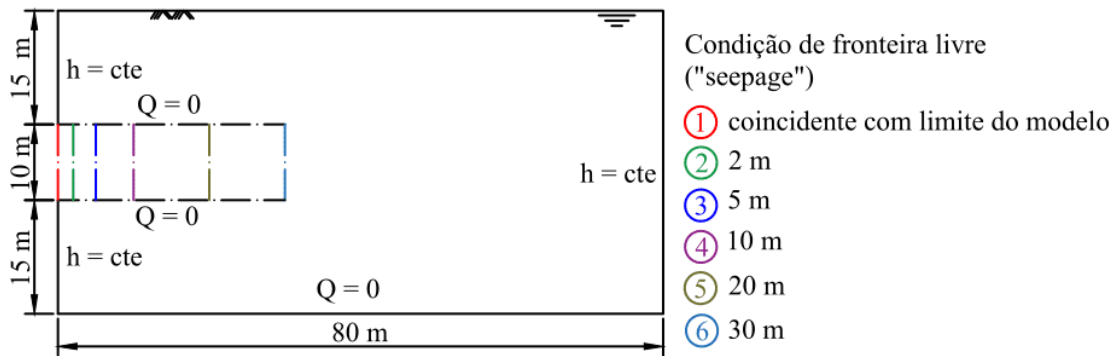


Figura 3.6: Condições de fronteira hidráulicas no modelo de análise sequencial do estudo preliminar.

A modelação no Plaxis 2D deu-se em duas fases: a inicial e a fase 1. Na fase inicial o tipo de cálculo define-se como “groundwaterflow only” (análise apenas do efeito da presença de água, sem contabilizar tensão-deformação) e as condições de fronteira hidráulicas são ativadas. Estas condições de fronteira referem-se à ativação do nível freático à superfície, previamente a qualquer processo construtivo. Na fase 1 ativam-se as condições de fronteira hidráulicas descritas na Figura 3.6 e escava-se.

Os resultados obtidos para cada caso são representados nas Figuras 3.7 e 3.8 em termos de caudal e de carga hidráulica. Como era de esperar, o nível freático encontra-se à superfície devido ao regime estacionário. Observa-se que à medida que a frente de escavação avança, para um mesmo comprimento de modelo, o nível freático aproxima-se do topo desta. No caso do caudal percolado, apresentam-se os valores máximos do mesmo para cada caso.

Observa-se que este valor diminui ligeiramente à medida que a frente de escavação avança, para as mesmas dimensões de modelo. As forças de percolação, exercidas pelo caudal percolado, afetam diretamente a pressão de suporte necessária para garantir a estabilidade da frente de escavação. A distribuição de carga hidráulica apresenta valores concordantes com as cotas em cada zona.

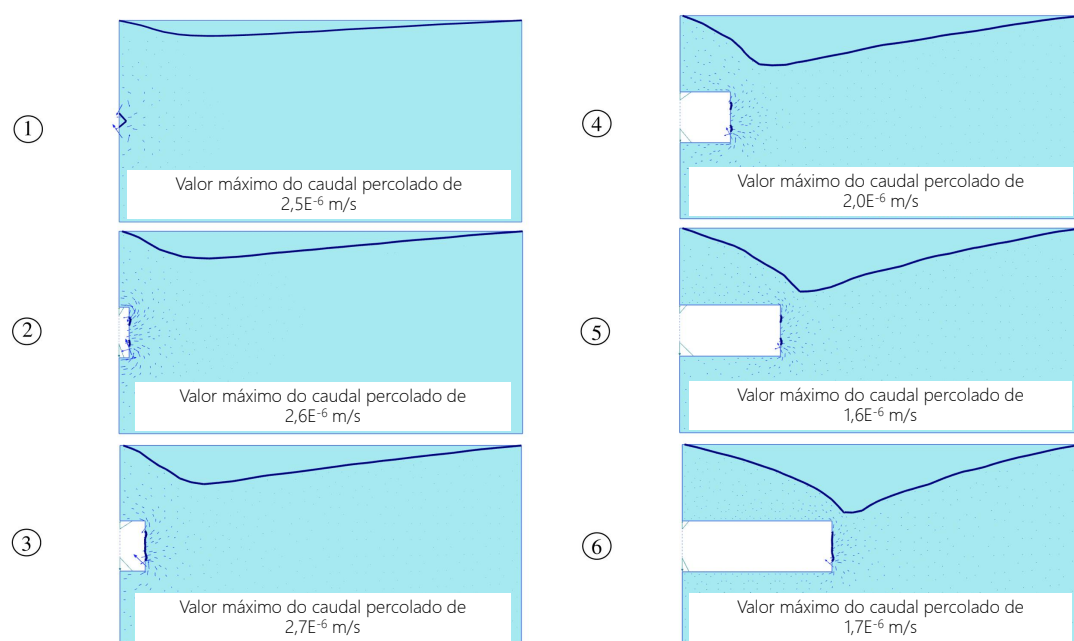


Figura 3.7: Andamento do caudal percolado no modelo de estudo preliminar.

3.3 Com presença de nível freático

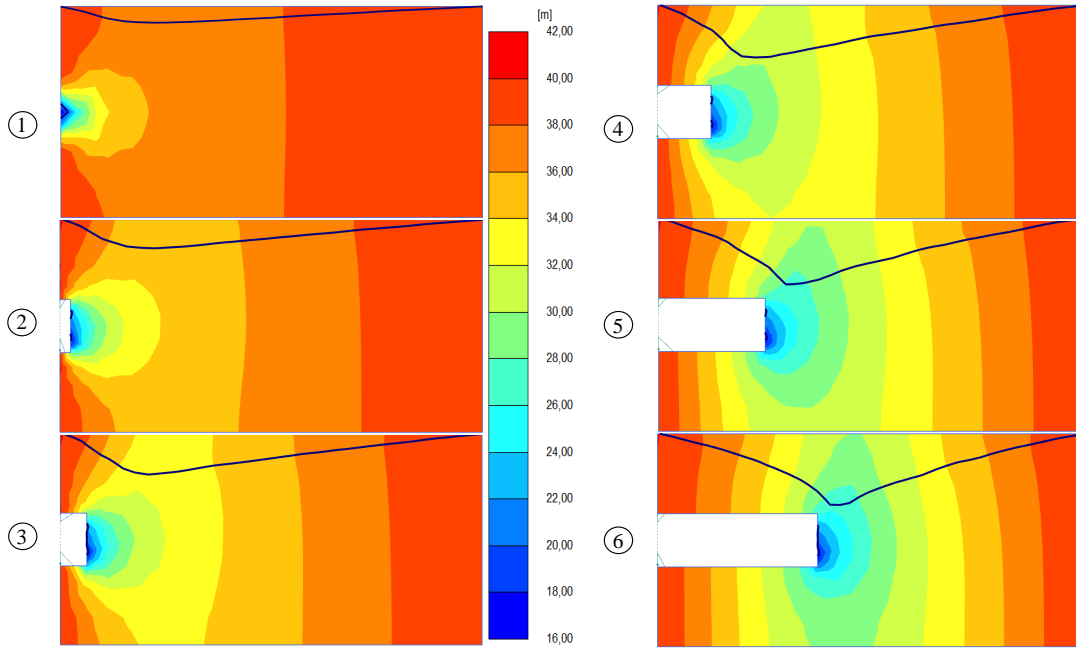


Figura 3.8: Distribuição de carga hidráulica no modelo de estudo preliminar.

Obtiveram-se resultados de acordo com a solução conhecida para o caso que se implementou e conclui-se que os dados introduzidos no programa para análise hidráulica estão adequados. Deste modo, reúnem-se as condições para proceder à análise da estabilidade da frente do túnel, abaixo do nível freático, numa análise de tensão-deformação com presença de água, como descrito a seguir.

3.3.2 Caso base - com análise tensão-deformação

Nesta secção, pretende-se estudar o caso do túnel abaixo do nível freático através da modelação no Plaxis 2D do problema definido anteriormente (secção 2.4.2). Tal como no caso sem nível freático, o problema baseia-se no modelo de Lu et al. (2014) e nas características definidas. Como referido, após a modelação, apresentam-se os resultados da pressão de suporte limite, σ_t , com a variação da cota do nível freático desde o topo do túnel, até três vezes o diâmetro do túnel (H/D), e calibra-se com os resultados de Lu et al. (2014) e com as expressões analíticas de Leca e Dormieux (1990) e de Anagnostou e Kovári (1996b). Devido à alteração de geometria e de propriedades geotécnicas apresentada por Lu et al. (2014), do caso sem presença de água (secção 3.2) para o caso com presença de nível freático, foi necessário modelar igualmente a situação $H/D=0$. É nesta situação que entra a adoção das expressões analíticas de Leca e Dormieux (1990).

As características geométricas do problema alteram-se um pouco relativamente ao caso sem nível freático (secção 3.2), para o diâmetro, D , são considerados dois valores, de 5 m e de 10 m, e o recobrimento, C , passa a ser de 20m. Por simplificação, a sobrecarga, q , foi assumida como sendo nula. A Figura 3.9 ilustra as características geométricas, as condições de fronteiras bem como as condições hidráulicas. Como se pode observar, os comprimentos do túnel e do modelo depende do diâmetro, D (5 ou 10 metros). Os deslocamentos impostos nas fronteiras mantêm-se iguais aos estabelecidos no estudo sem nível freático (secção 3.2). Como concluído no estudo prévio, as fronteiras verticais limitadoras do modelo têm uma carga hidráulica constante ($h = cte$), a base do modelo e as paredes do túnel não permitem que haja fluxo ($Q = 0$) e, por último, a frente de escavação permite a passagem de fluxo para dentro desta (livre).

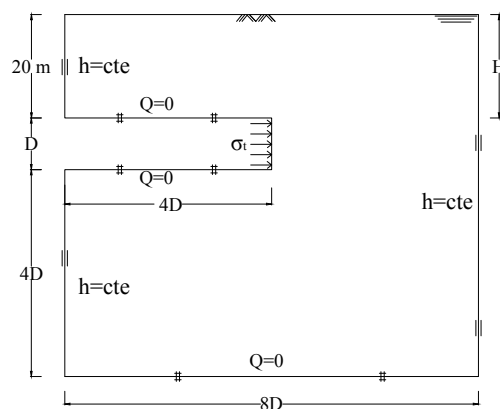


Figura 3.9: Características geométricas e condições de fronteira do caso base com nível freático.

No que diz respeito às propriedades geotécnicas, apresentadas na Tabela 3.4, as alterações, em relação ao caso sem nível freático, aplicam-se aos coeficientes de permeabilidade do solo, aos pesos volúmicos seco e saturado, ao ângulo de resistência ao corte e, consequentemente, ao ângulo de dilatância (pelas razões descritas na secção 3.2). Os coeficientes de permeabilidade considerados têm igual valor de modo a simplificar o problema (permeabilidade isotrópica).

3.3 Com presença de nível freático

Tabela 3.4: Parâmetros geotécnicos adotados para o caso de estudo do túnel abaixo nível freático.

Parâmetro	Nome	Maciço terroso	Unidades
Peso volúmico seco do solo	γ_{unsat}	17	kN/m^3
Peso volúmico saturado do solo	γ_{sat}	19	kN/m^3
Ângulo de resistência ao corte do solo	ϕ'	30	°
Ângulo de dilatação	ψ'	igual ao ϕ'	°
Coefficiente de permeabilidade direção horizontal	k_x	$3E^{-6}$	m/s
Coefficiente de permeabilidade direção vertical	k_y	$3E^{-6}$	m/s

O modelo constitutivo adotado é, tal como na secção 3.2, o de Mohr-Coulomb, em condições drenadas, e a malha de elementos finitos continua a ser triangular a 15 nós e refinada na zona adjacente à frente de escavação. A determinação da pressão de suporte limite será feita atribuindo-se diferentes valores para esta até obter o seu valor imediatamente antes do colapso, para cada altura do nível freático. Desta forma será possível saber o valor exato da pressão de suporte limite, algo que através da implementação da pressão geostática (como na secção 3.2) não seria possível. O faseamento construtivo considerado na modelação processa-se do seguinte modo:

- Fase inicial: Ativação das condições de fronteira hidráulicas iniciais.
- Fase 1: Ativação das condições de fronteira de deslocamento.
- Fase 2: Escavação, ativação da pressão de suporte limite, σ_t , e das condições de fronteira relativas à presença de água no processo construtivo.

Na Figura 3.10 e na Tabela 3.5 apresentam-se os casos estudados de variação de cota do nível freático tendo em consideração a relação H/D , de 1 a 3, para os diâmetros de 5 m e de 10 m. Para o caso de estudo cujo diâmetro tem o valor de 10 metros, não se efetua a análise para H/D de 2,5 nem de 3 devido à geometria do problema. Estes casos seriam para a hipótese de o nível freático se elevar acima da superfície do terreno

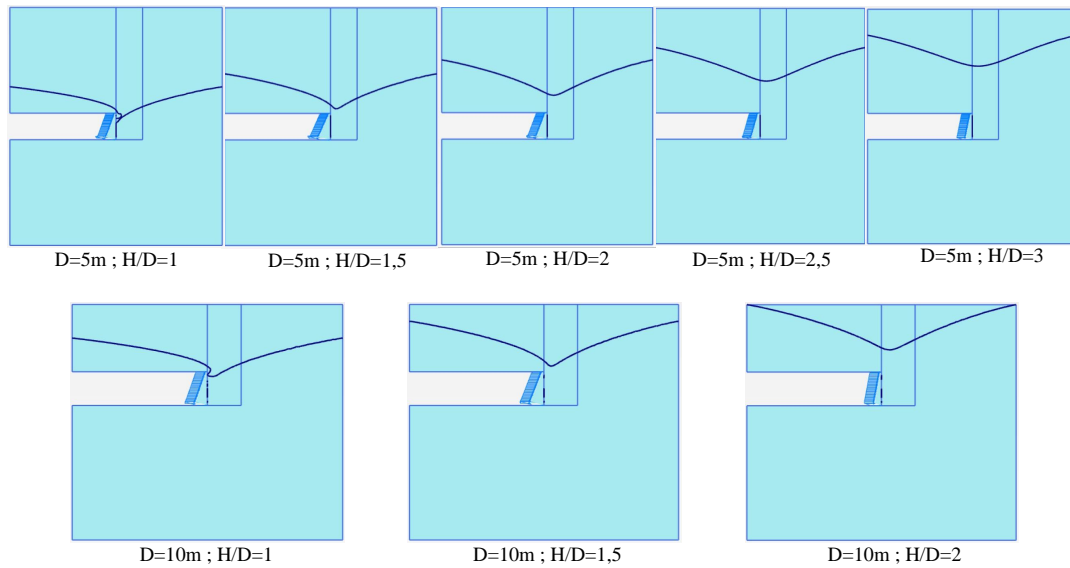


Figura 3.10: Malha deformada da variação do nível freático para $D=5$ m e $D=10$ m, segundo a relação H/D .

H/D	D = 5 m		D = 10 m	
	H (m)	H da base do modelo (m)	H (m)	H da base do modelo (m)
1	5,0	30,0	10	60
1,5	7,5	32,5	15	65
2	10,0	35,0	20	70
2,5	12,5	37,5	-	-
3	15,0	40,0	-	-

Tabela 3.5: Variação da cota do nível freático para $D = 5$ m e $D = 10$ m, segundo relação H/D .

Os resultados obtidos para a pressão de suporte limite normalizada, tal como apresentado por Lu et al. (2014), para cada diâmetro em estudo e respectivas variações de nível freático são apresentados na Figura 3.11. A Figura contempla também o caso $H/D = 0$, isto é, sem presença de nível freático, pelo que foi necessário efetuar a modelação da situação em solo seco, para os mesmos parâmetros geométricos e geotécnicos do presente caso base. A exceção aplica-se aos parâmetros geotécnicos relativos à presença de água que deixam de ser considerados (como os coeficientes de permeabilidade) e ao tipo de cálculo. Assim, o faseamento construtivo divide-se em duas fases: ativação das condições de fronteira dos deslocamentos e escavação, e ativação da pressão de suporte limite, σ_t .

Para a calibração através de soluções analíticas recorre-se ao estudo de Leca e Dormieux

3.3 Com presença de nível freático

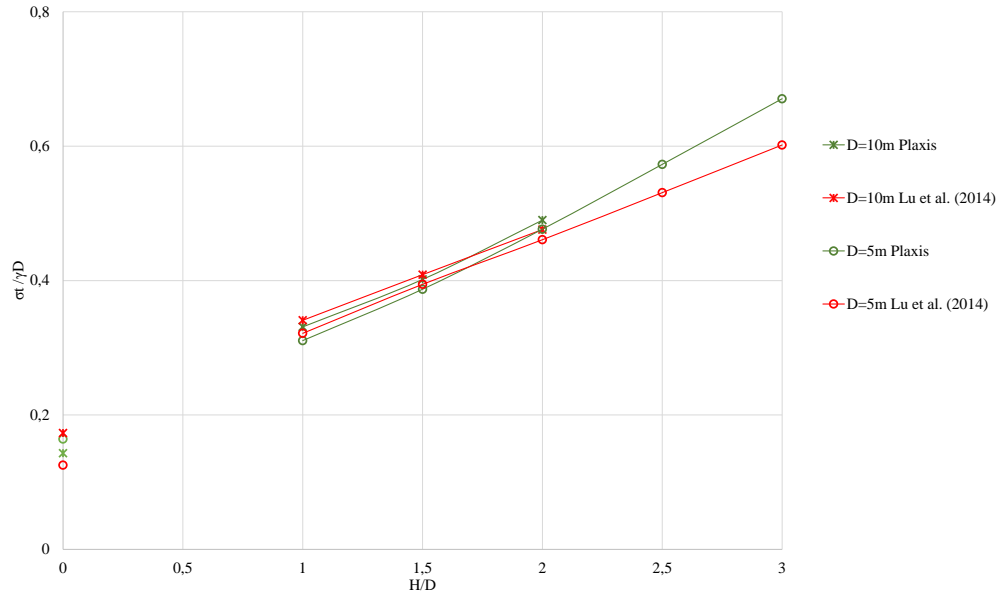


Figura 3.11: Calibração do Plaxis 2D com Lu et al. (2014) da relação da pressão de suporte normalizada com a variação do nível freático para $D=5$ m e $D=10$ m, segundo a relação H/D .

(1990) para obter os resultados para $H/D = 0$ e ao estudo de Anagnostou e Kovári (1996b) para os restantes casos ($1 \leq H/D \leq 3$) onde existe nível freático.

Relativamente aos primeiros, efetuou-se o cálculo da pressão de suporte limite de modo semelhante ao da secção 3.2. Isto é, com a equação 2.8 e respetiva ordem de cálculo descritas anteriormente na secção 2.4.1. Os resultados obtidos para o mecanismo MII apresentam-se na Tabela 3.6, para cada diâmetro. Tal como na secção 3.2, também para este caso se efetuaram os cálculos para o mecanismo de colapso MI para que aqui se possa comprovar a igualdade de resultados quando C/D maior que 0,25. As respetivas expressões analíticas, a ordem de cálculos e os resultados de aplicação de MI apresentam-se no Anexo A. Para ambos os mecanismos de colapso, os dados são iguais: o ângulo de resistência ao corte, ϕ' , de 30° , a coesão, c' , de $2kPa$, e o peso volúmico do solo, γ , de $19kN/m^3$.

Tabela 3.6: Resultados da aplicação do método do mecanismo MII de Leca e Dormieux (1990) no caso base com $H/D=0$, para $D=5m$ e $D=10m$.

Caso base com $H/D=0$	$D=5m$	$D=10m$	Equação (secção 2.4.1)
K_p	3,0	3,0	(2.6)
$\sigma_c(kPa)$	6,9	6,9	(2.7)
$\beta(^{\circ})$	17,8	17,8	(2.12)
$\alpha(^{\circ})$	34	34	(2.17)
C/D	4,0	2,0	-
Condição C/D	-0,125	-0,125	(2.11)
R_E	0	0	(2.16)
R_A	0,76	0,76	(2.13)
R_B	0,505	0,505	(2.14)
R_C	-	-	(2.15)
N_s^{c+}	0,114	0,114	(2.10)
$N_s^{\gamma+}$	0	0	(2.9)
σ_t^+	7,32	18,11	(2.8)

Por sua vez, para os restantes casos de H/D , recorreu-se a Anagnostou e Kovári (1996b) através da equação 2.18, da secção 2.4.2. Este cálculo foi igualmente efetuado para ambos os diâmetros em estudo, $D=5m$ e $D=10m$, variando a cota do nível freático ($1 \leq H/D \leq 3$). Os coeficientes adimensionais F_0 , F_1 , F_2 e F_3 foram obtidos para $D=5m$ e $D=10m$ através dos ábacos das Figuras 3.12 e 3.13, respetivamente, para cada altura de nível freático. Os valores obtidos para cada altura e respetivo coeficiente adimensional (F_0 a F_3) encontram-se ilustrados nos ábacos. Todos os coeficientes dependem de dois parâmetros constantes, para ambos os diâmetros: ângulo de resistência ao corte de 30° e recobrimento do túnel, $C=20m$. Quanto aos coeficientes F_0 e F_1 , estes mantêm-se constantes para todas as variações H/D .

3.3 Com presença de nível freático

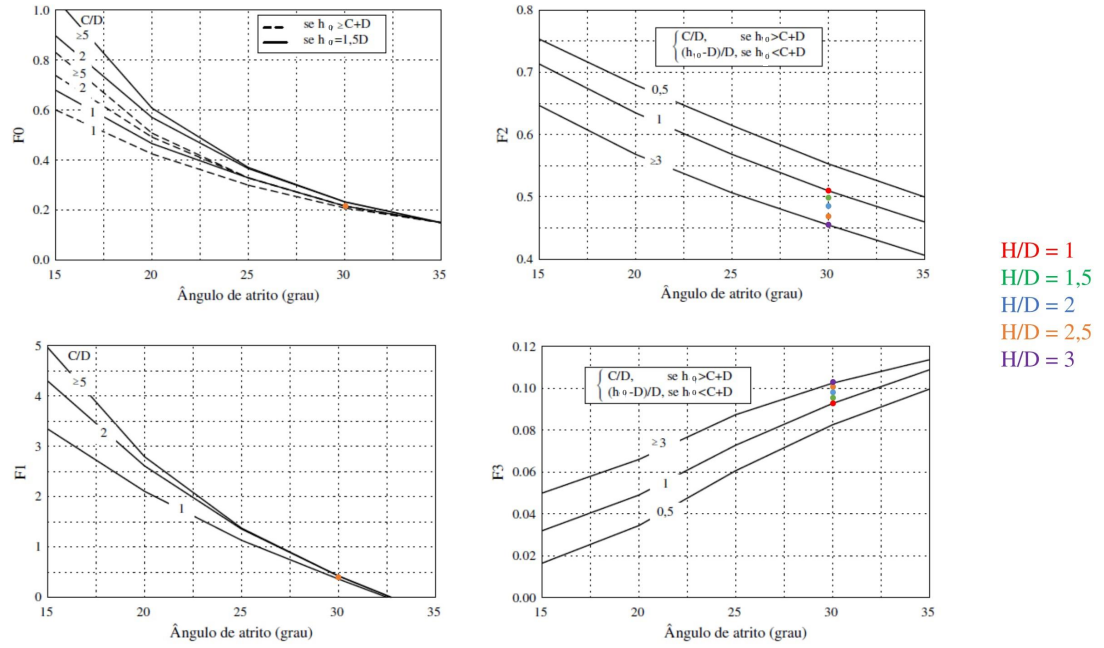


Figura 3.12: Ábacos referentes aos coeficientes adimensionais F_0 , F_1 , F_2 e F_3 para $D=5\text{m}$ de Anagnostou e Kovári (1996b).

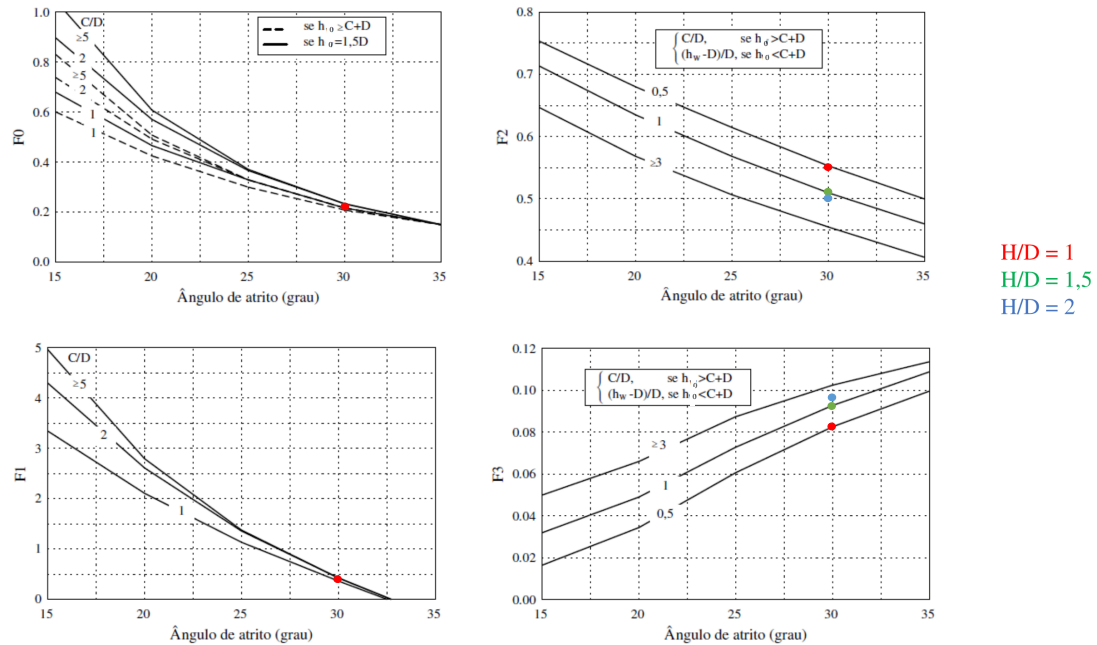


Figura 3.13: Ábacos referentes aos coeficientes adimensionais F_0 , F_1 , F_2 e F_3 para $D=10\text{m}$ de Anagnostou e Kovári (1996b).

Na Tabela 3.7 apresentam-se os valores destes coeficientes bem como os resultados da aplicação da equação 2.18. Na Figura 2.10 (da secção 2.4.2), ilustram-se os parâmetros para obtenção da diferença entre a elevação do nível freático e a carga piezométrica na câmara junto à frente do escudo, Δh . No caso extremo, segundo Anagnostou e Kovári (1996b), a frente do túnel representa uma frente de percolação, isto é, a pressão é atmosférica e a carga piezométrica é igual à elevação em cada ponto ($h_F = z$). A uma distância suficiente da frente do túnel, a carga piezométrica corresponde à altura do nível freático, h_0 . Assim, Δh toma os valores da altura do nível freático, H . Tal sucede por se considerar como ponto de referência da câmara, junto ao escudo, o topo do túnel.

3.3 Com presença de nível freático

Tabela 3.7: Dados e resultados da aplicação do método de Anagnostou e Kovári (1996b) para os diâmetros D=5m e D=10m com H/D entre 1 e 3.

EPB	D=5m					D=10m		
H/D	3	2,5	2	1,5	1	2	1,5	1
H (m)	15	12,5	10	7,5	5	20	15	10
$\gamma'(kN/m^2)$	9	9	9	9	9	9	9	9
$c'(kPa)$	2	2	2	2	2	2	2	2
$\Delta h(m)$	15,0	12,5	10,0	7,5	5,0	20,0	15,0	10,0
F_0	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
F_1	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
F_2	0,45	0,47	0,48	0,50	0,51	0,50	0,51	0,55
F_3	0,103	0,100	0,098	0,095	0,093	0,095	0,093	0,082
$\sigma_t(kPa)$	69,8	61,4	52,1	42,2	31,8	108,6	87,5	68,3
$\sigma_t/\gamma D$	0,73	0,65	0,55	0,44	0,33	0,57	0,46	0,36

Finalmente, apresentam-se nas Figuras 3.14 e 3.15 os valores obtidos do caso abaixo do nível freático, para os diâmetros D=5m e D=10m, respetivamente. Estes gráficos relacionam a pressão de suporte limite normalizada, com o nível freático (H/D) e comparam os valores obtidos neste trabalho com o modelo de estudo de Lu et al. (2014), e com as expressões analíticas de Leca e Dormieux (1990) e de Anagnostou e Kovári (1996b).

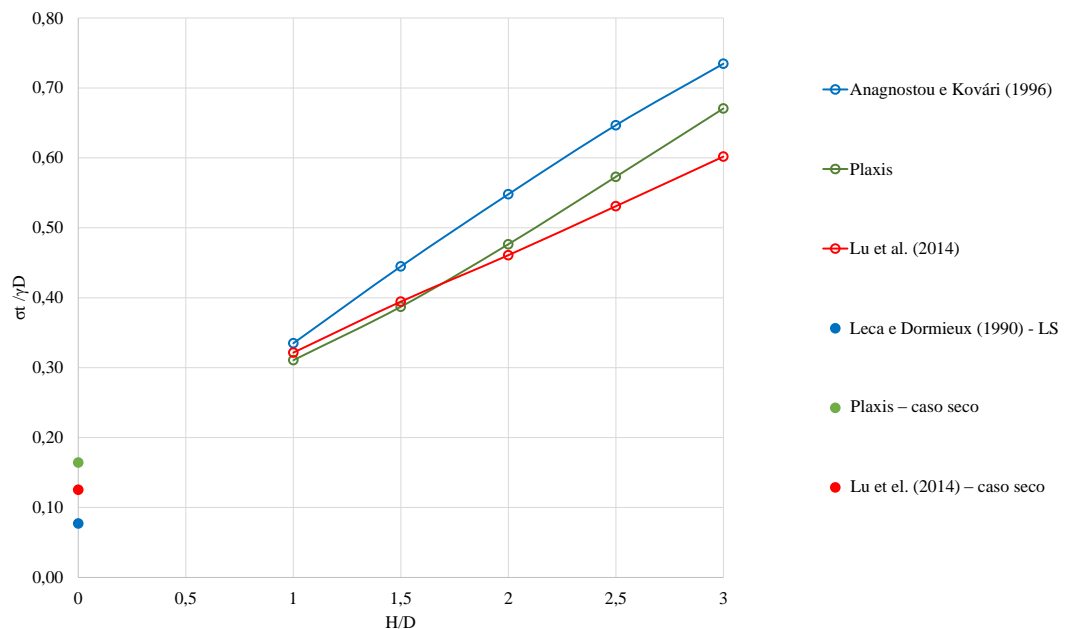


Figura 3.14: Gráfico de calibração do caso abaixo do nível freático para D=5m.

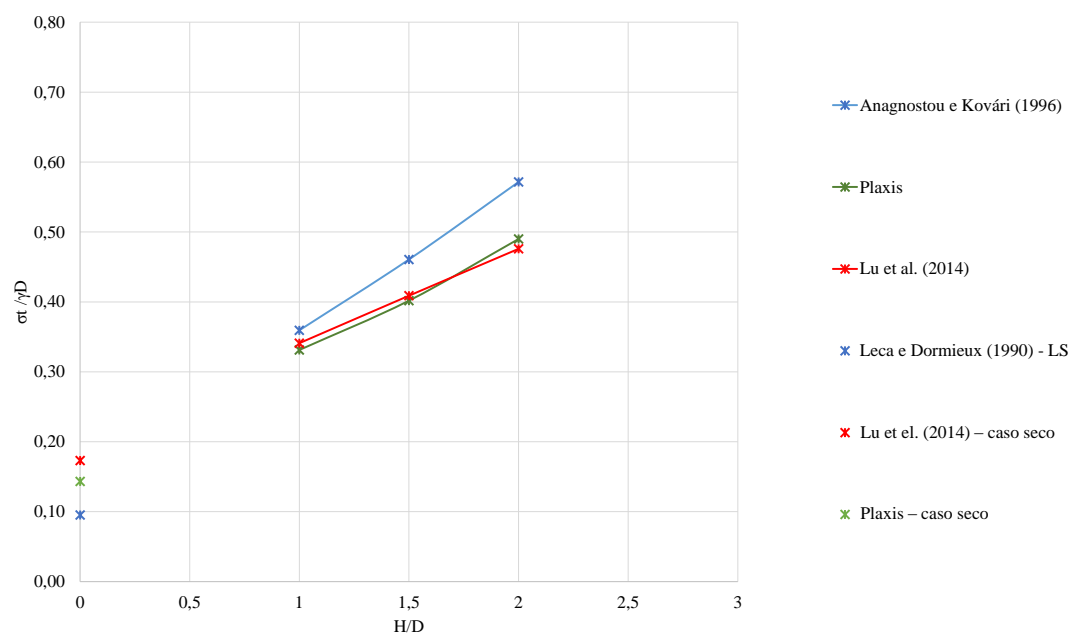


Figura 3.15: Gráfico de calibração do caso abaixo do nível freático para D=10m.

Observa-se que o aumento da altura do nível freático cria uma maior instabilidade da frente de escavação, para ambos os diâmetros e em todos os estudos. Verifica-se uma boa aproximação dos resultados obtidos em comparação com os autores estudados, considerando-se que as ligeiras diferenças possam residir nas informações em falta, nomeadamente as dimensões exatas do modelo, e nas aproximações feitas aos valores retirados dos ábacos.

Capítulo 4

Análise Paramétrica

4.1 Introdução

No presente capítulo desenvolve-se uma análise paramétrica tendo como referência o caso base com nível freático estudado no capítulo anterior. Efetua-se a análise para a geometria do túnel, variando-se o recobrimento, para a sobrecarga aplicada à superfície e para os parâmetros geotécnicos do maciço terroso, mais concretamente o ângulo de resistência ao corte e o coeficiente de permeabilidade. Pretende-se estudar a influência de cada parâmetro na estabilidade da frente de escavação no túnel abaixo do nível freático, nomeadamente na pressão de suporte limite normalizada. Será ainda apresentado um caso na parametrização do ângulo de resistência ao corte (caso particular) no qual se pretende analisar o que acontece à pressão de suporte geostática, implementada no caso sem nível freático (secção 3.2), quando se considera a presença de água. Esta comparação será apresentada num gráfico que relaciona a pressão de suporte geostática com o deslocamento do ponto central da frente de escavação para todos os ângulos de resistência ao corte considerados, tal como foi feito no caso referido. As características geométricas e geotécnicas serão as do caso sem nível freático e iguais entre si, como se explicará adiante.

Na modelação as diferenças passam pela existência ou não de nível freático e respetivas considerações hidráulicas no Plaxis 2D, como o tipo de cálculo. A modelação com presença de água processa-se com o tipo de cálculo “K0 procedure” e relativo à presença desta segundo o tipo “steady-state groundwater flow”, permitindo obter uma análise de tensão-deformação e hidráulica. Nos casos onde $H/D = 0$, a diferença é no tipo de cálculo da água que se processa como “phreatic” e as condições hidráulicas são inexistentes, obtendo-se assim somente uma análise de tensão-deformação. A pressão de suporte a estudar é a limite pelo que todos os cálculos são efetuados de modo a obter a pressão de suporte

anterior ao colapso, deste modo, o que acontece até esse limite não é analisado. Exceto no caso particular, como referido. A parametrização será efetuada, da mesma forma que na secção 3.3.2, atribuindo-se diferentes valores para a pressão de suporte limite até obter o seu valor imediatamente antes do colapso, para cada altura do nível freático, exceto mais uma vez no caso particular. Todos os cálculos a efetuar neste capítulo consideram o mesmo diâmetro do túnel, $D=10$ m, e uma variação de altura do nível freático, H/D , entre 1 e 3, em intervalos de 0,5, exceto no caso particular onde o nível freático se encontra à superfície. Como referido anteriormente, a altura do nível freático varia desde o topo do túnel até 3 vezes o seu diâmetro. Tal como na secção 3.3.2, considerou-se a existência do caso seco, $H/D = 0$, para iguais características geométricas e propriedades geotécnicas em estudo, exceto na parametrização do coeficiente de permeabilidade.

De seguida apresentam-se os parâmetros geotécnicos que se mantêm inalterados ao longo da análise paramétrica:

- Peso volúmico seco do solo ($\gamma_{unsat} = 17 \text{ kN/m}^3$)
- Peso volúmico saturado do solo ($\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$)
- Módulo de Elasticidade ($E = 20 \text{ MPa}$)
- Coeficiente de Poisson ($\nu = 0,3$)
- Coesão ($c' = 2 \text{ kPa}$)

A gama de valores dos parâmetros a variar será descrita ao longo do capítulo na respetiva secção. Na Tabela apresentam-se os parâmetros inalterados para cada parâmetros a analisar:

Os resultados são apresentados em gráficos com variação da altura do nível freático em relação à pressão de suporte limite e em “outputs”, retirados do programa, de deslocamentos totais na frente de escavação e de pontos plásticos. Desta forma, permitirá, no caso dos gráficos e dos pontos plásticos, comparar com resultados de autores da bibliografia. Os deslocamentos demonstram como a frente de escavação se deforma para cada parâmetro em função da presença ou não de nível freático e da variação da sua altura. No final do capítulo, faz-se então uma comparação de resultados com autores da bibliografia que se consideram relevantes e cujos estudos se enquadram na análise que se efetua.

4.2 Influência do recobrimento relativo, C/D

Tabela 4.1: Relações e valores utilizados na análise paramétrica.

Parâmetros Alterados	Parâmetros Inalterados
Recobrimento relativo (C/D)	Ângulo de resistência ao corte ($\phi' = 30^\circ$)
	Coefficiente de permeabilidade ($k = 3E^{-6}m/s$)
	Sobrecarga aplicada à superfície ($q = 0kN/m^2$)
Sobrecarga aplicada à superfície (q)	Ângulo de resistência ao corte ($\phi' = 30^\circ$)
	Coefficiente de permeabilidade ($k = 3E^{-6}m/s$)
Coefficiente de permeabilidade (k)	Ângulo de resistência ao corte ($\phi' = 30^\circ$)
	Recobrimento relativo ($C/D = 2$)
	Sobrecarga aplicada à superfície ($q = 0kN/m^2$)
Ângulo de resistência ao corte (ϕ')	Coefficiente de permeabilidade ($k = 3E^{-6}m/s$)
	Recobrimento relativo ($C/D = 2$)
	Sobrecarga aplicada à superfície ($q = 300kN/m^2$ no caso particular)

4.2 Influência do recobrimento relativo, C/D

No que diz respeito à geometria do túnel optou-se por avaliar somente o recobrimento relativo cuja variação é habitual no âmbito de uma mesma obra. O recobrimento relativo C/D sofre frequentemente alterações ao longo da escavação de um túnel devido a questões de traçado e perfil do terreno. Os modelos adotados de variação do recobrimento relativo, C/D , com a altura do nível freático em função do diâmetro, H/D , ilustram-se na Figura 4.1. Os valores adotados para o parâmetro C/D variam de 1 a 3, em intervalos de 0,5, tal como para H/D . Visto a análise ser feita em função da altura do nível freático ($0 \leq H/D \leq 3$) o valor mínimo para o recobrimento relativo é de 1. Segundo a Figura 4.1, à medida que se aumenta o recobrimento relativo, C/D , maior o número de variações de altura de nível freático que se podem analisar. Isto é, por exemplo, no modelo $C/D = 1$ somente é possível avaliar para $H/D = 0$ e $H/D = 1$ e no modelo $C/D = 3$ já se avaliam todas as alturas de nível freático consideradas, $0 \leq H/D \leq 3$. Em todos os modelos é possível avaliar o caso seco, $H/D = 0$. O número de casos a avaliar pode ser visto no quadro da Figura 4.3.

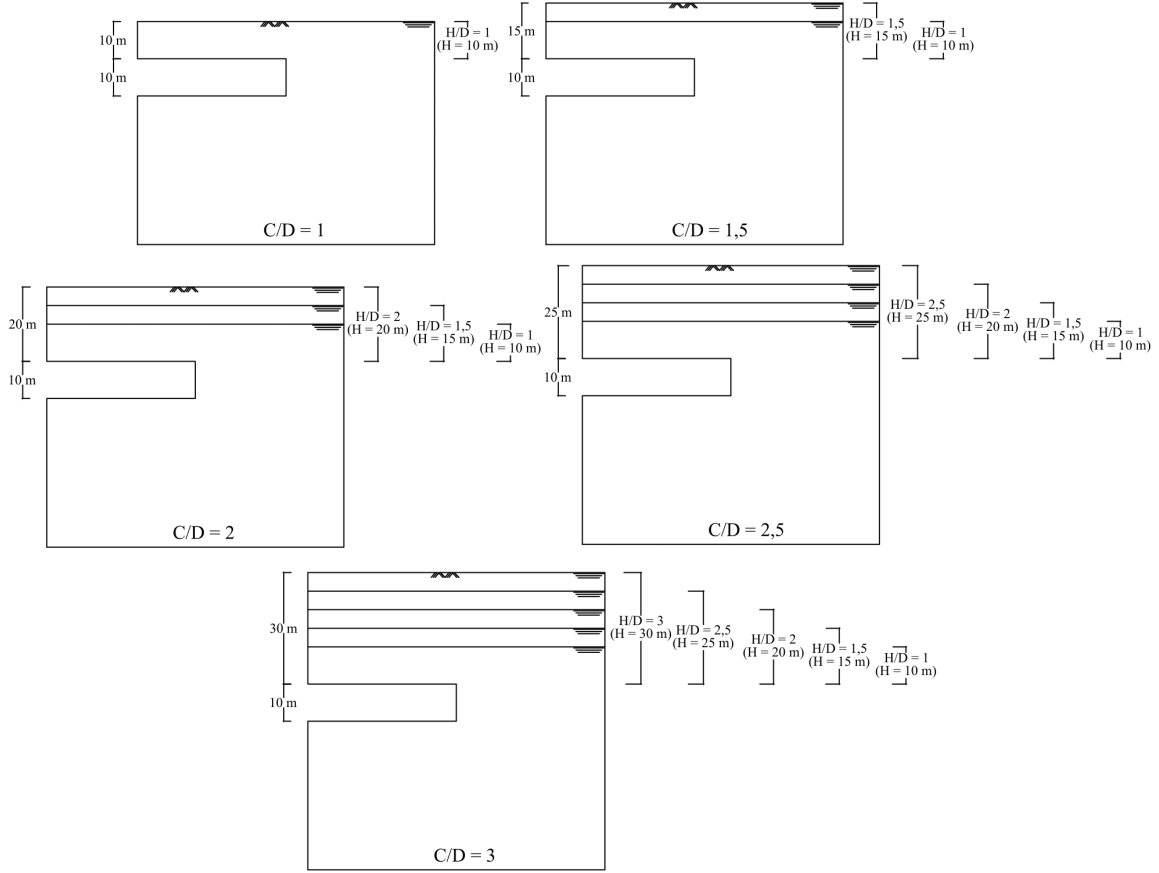


Figura 4.1: Ilustração dos modelos considerados na análise paramétrica do recobrimento relativo, C/D , em função da altura do nível freático, H/D .

Tal como referido na secção 4.1, a modelação processa-se numa análise de tensão-deformação e hidráulica para os casos $1 \leq H/D \leq 3$ e numa análise apenas de tensão-deformação para $H/D = 0$. Os resultados obtidos para cada C/D , de 1 a 3, não revelaram diferença significativa entre eles, pelo que optou-se por não os diferenciar na sua representação. Assim, na Figura 4.2 apresentam-se os resultados obtidos da influência do recobrimento relativo, C/D , na pressão de suporte limite normalizada, σ_t , em função da altura do nível freático, H/D . Observa-se, portanto, que com igual altura do nível freático H/D , a pressão de suporte limite é praticamente constante com variação do recobrimento relativo. Por sua vez, através da reta de regressão linear verifica-se que a pressão de suporte limite aumenta quase linearmente com a altura do nível freático, H/D .

4.2 Influência do recobrimento relativo, C/D

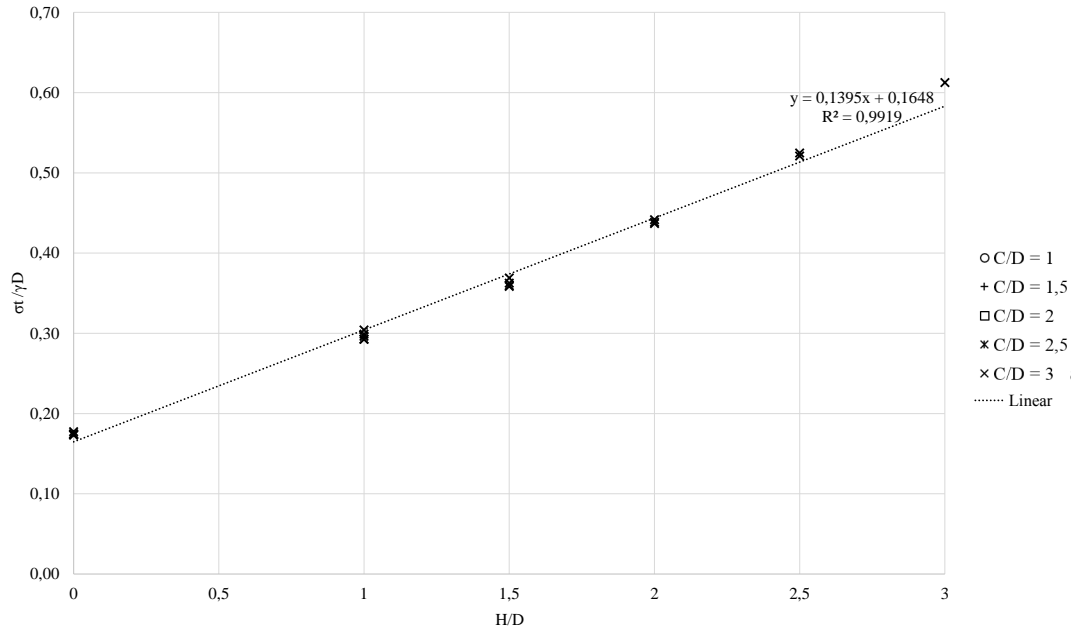


Figura 4.2: Influência do recobrimento relativo, C/D , na pressão de suporte limite normalizada, σ_t , em função da altura do nível freático, H/D .

Na Figura 4.3 apresentam-se os resultados obtidos no Plaxis 2D relativamente aos deslocamentos totais na frente de escavação. Em linha apresenta-se a variação da altura do nível freático, H/D , e em coluna a do recobrimento relativo, C/D . Observando o quadro em coluna conclui-se que o deslocamento do ponto central aumenta com o aumento do recobrimento relativo, exceto no caso $H/D = 1,5$. Neste caso, e com um $C/D = 2$, o deslocamento no ponto central diminui sendo o deslocamento maior na zona mais abaixo deste. Em linha, o deslocamento no ponto central aumenta em todos os modelos dos casos C/D de 1 a 2. No último caso do modelo $C/D = 2,5$, isto é, para $H/D = 2,5$ há uma diminuição do deslocamento nesse ponto. Nos casos do modelo $C/D = 3$ não há uma variação constate de deslocamento do ponto central, com o aumento da altura do nível freático. Dos casos secos, $H/D = 0$, para os restantes, com presença de água, o deslocamento do ponto central aumenta e a diferença é maior no caso com maior recobrimento relativo e nível freático mais próximo do topo do túnel ($C/D = 3$ e $H/D = 1$). Em todos os casos observa-se uma maior incidência de deslocamentos na zona entre o ponto central e a soleira do túnel. Na Figura 4.4 apresentam-se os pontos plásticos onde se observa uma variação da superfície de rotura. Quanto maior o recobrimento mais esta se afasta da superfície. Em todos os casos onde o nível freático se encontra muito próximo do topo do túnel, ou seja, para $H/D = 1$, o mecanismo de rotura atinge a superfície.

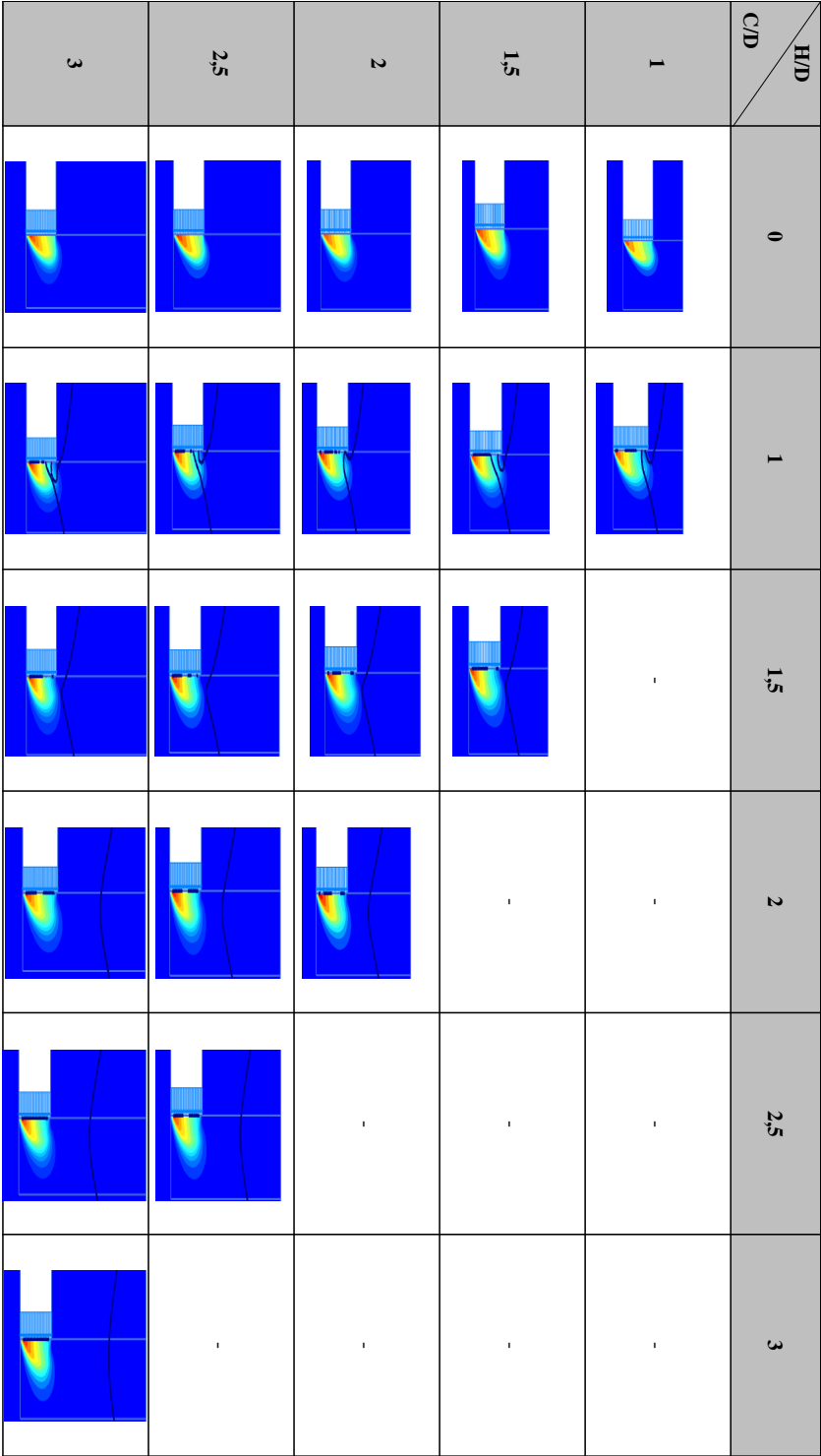


Figura 4.3: Deslocamentos totais na frente de escavação com recobrimento relativo C/D , em função da altura do nível freático, H/D .

4.2 Influência do recobrimento relativo, C/D

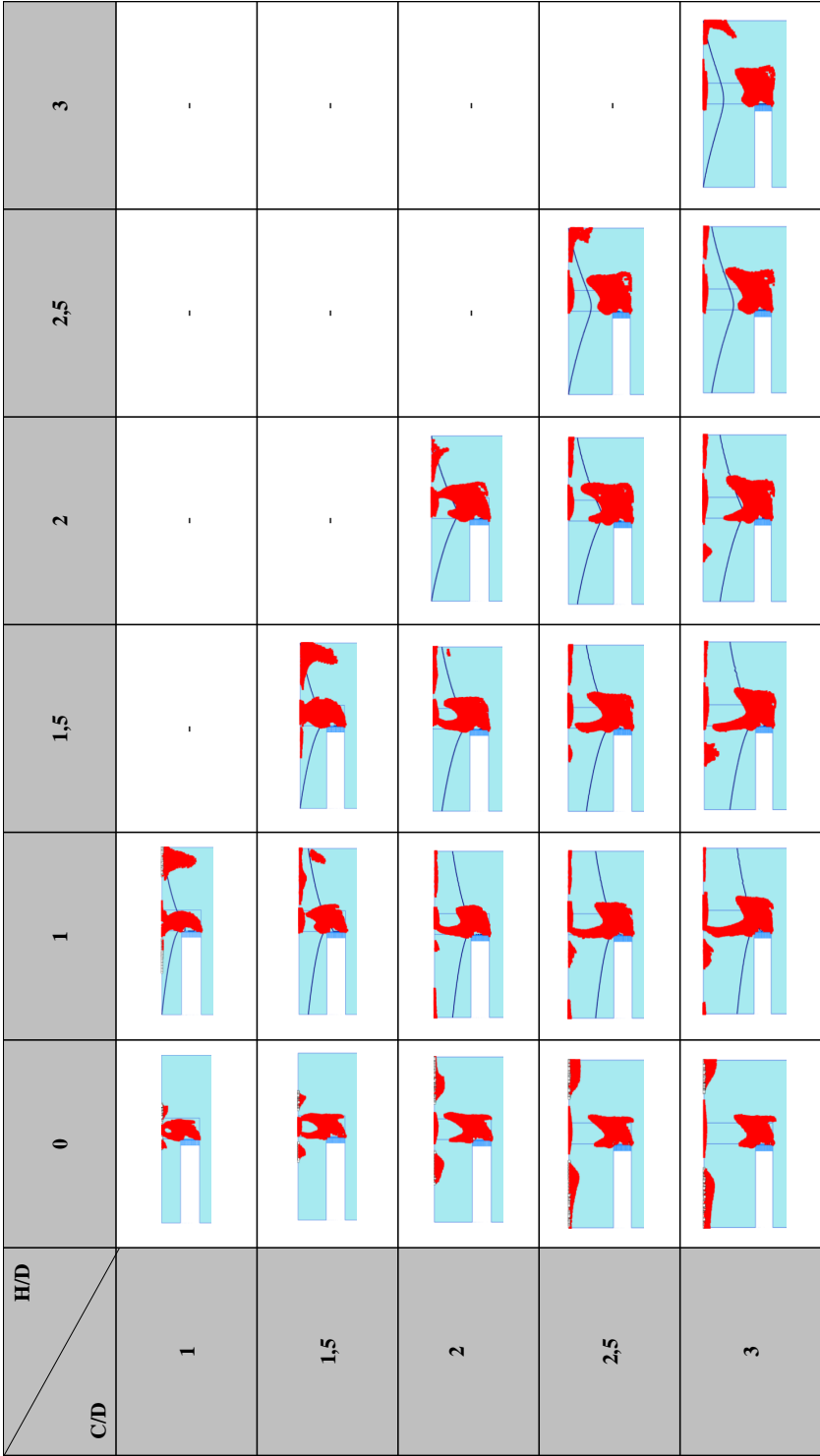


Figura 4.4: Pontos plásticos com recobrimento relativo C/D, em função da altura do nível freático, H/D.

4.3 Influência da sobrecarga à superfície

Na análise paramétrica da sobrecarga, q , aplicada à superfície optou-se por variar este parâmetro de 100 kN/m^2 a 300 kN/m^2 , em intervalos de 100 kN/m^2 . Aplicaram-se estes valores para os modelos $C/D = 1$ e $C/D = 2,5$, também descritos na secção 4.2, novamente em função da altura do nível freático, H/D , bem como os casos secos, $H/D = 0$. Portanto, para este parâmetro apenas se considera $0 \leq H \leq 2,5$. Tal como na secção anterior, para cada sobrecarga aplicada, no modelo $C/D = 1$ somente é possível avaliar para $H/D = 1$ e no modelo $C/D = 2,5$ avaliam-se as alturas de nível freático, $0 \leq H/D \leq 2,5$. O número de casos estudados para cada um dos modelos pode ser visto na Figura 4.6.

No gráfico da Figura 4.5, apresentam-se os resultados obtidos na parametrização da sobrecarga à superfície em função da altura do nível freático, H/D .

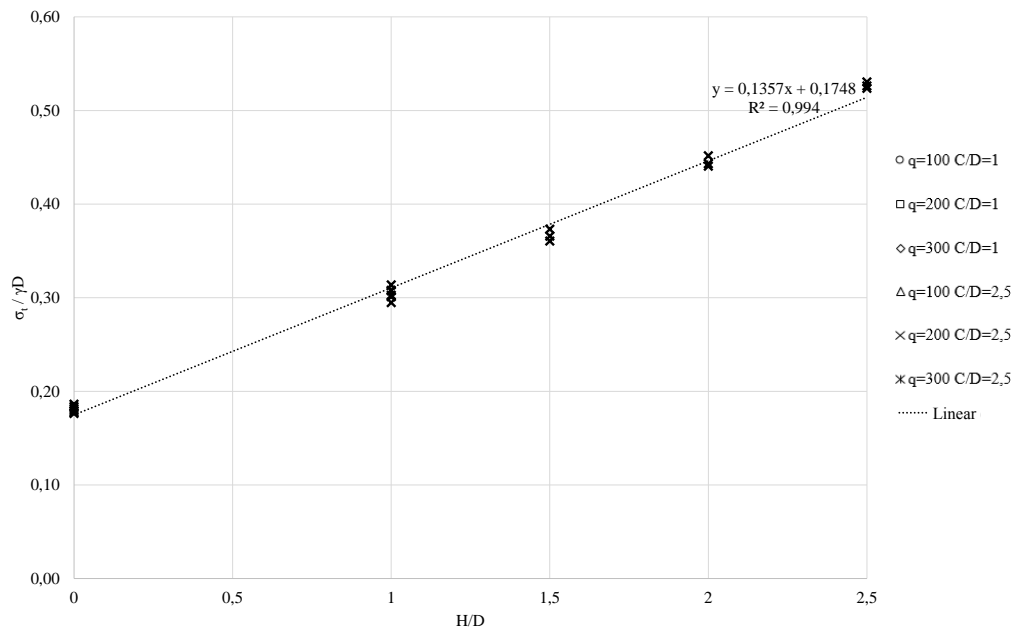


Figura 4.5: Influência da sobrecarga à superfície na pressão de suporte limite normalizada, em função da altura do nível freático, H/D , e do recobrimento relativo, C/D .

Visto nesta parametrização constar o caso seco, modelação processa-se segundo uma análise de tensão-deformação, e nos restantes casos onde existe nível freático a modelação é feita segunda uma análise de tensão-deformação e hidráulica. Novamente optou-se por não diferenciar os valores obtidos para cada modelo de variação de sobrecarga, q de 100 kN/m^2 a 300 kN/m^2 , por se constatar que não existe diferença significativa entre eles. Segundo

4.3 Influência da sobrecarga à superfície

o gráfico, é portanto possível observar que a sobrecarga tem influência muito reduzida na frente de colapso. Para a mesma altura de nível freático H/D , a pressão de suporte limite normalizada tem valores praticamente constantes com a variação do valor da sobrecarga à superfície. Através da reta de regressão linear, observa-se que a pressão de suporte limite aumenta quase linearmente com a altura do nível freático, H/D .

Na Figura 4.6 apresentam-se os resultados obtidos relativamente aos deslocamentos totais na frente de escavação. Ao observar o quadro em linha, conclui-se que o deslocamento do ponto central aumenta sempre com o aumento da altura do nível freático, exceto no caso em que $C/D = 2,5$ e a sobrecarga tem valor de 100 kN/m^2 . No caso da observação em coluna, o deslocamento do ponto central aumenta sempre com o aumento quer do recobrimento relativo quer da sobrecarga à superfície no caso seco, $H/D = 0$. Tal como no caso anterior, também aqui é notória uma incidência mais significativa da presença de água entre o centro da frente do túnel e a soleira, em termos de deslocamentos. Na Figura 4.7 apresentam-se os pontos plásticos e observa-se que em todos os casos de $C/D = 1$ o mecanismo de rotura atinge a superfície do terreno e não há diferença provocada pelo aumento da sobrecarga.

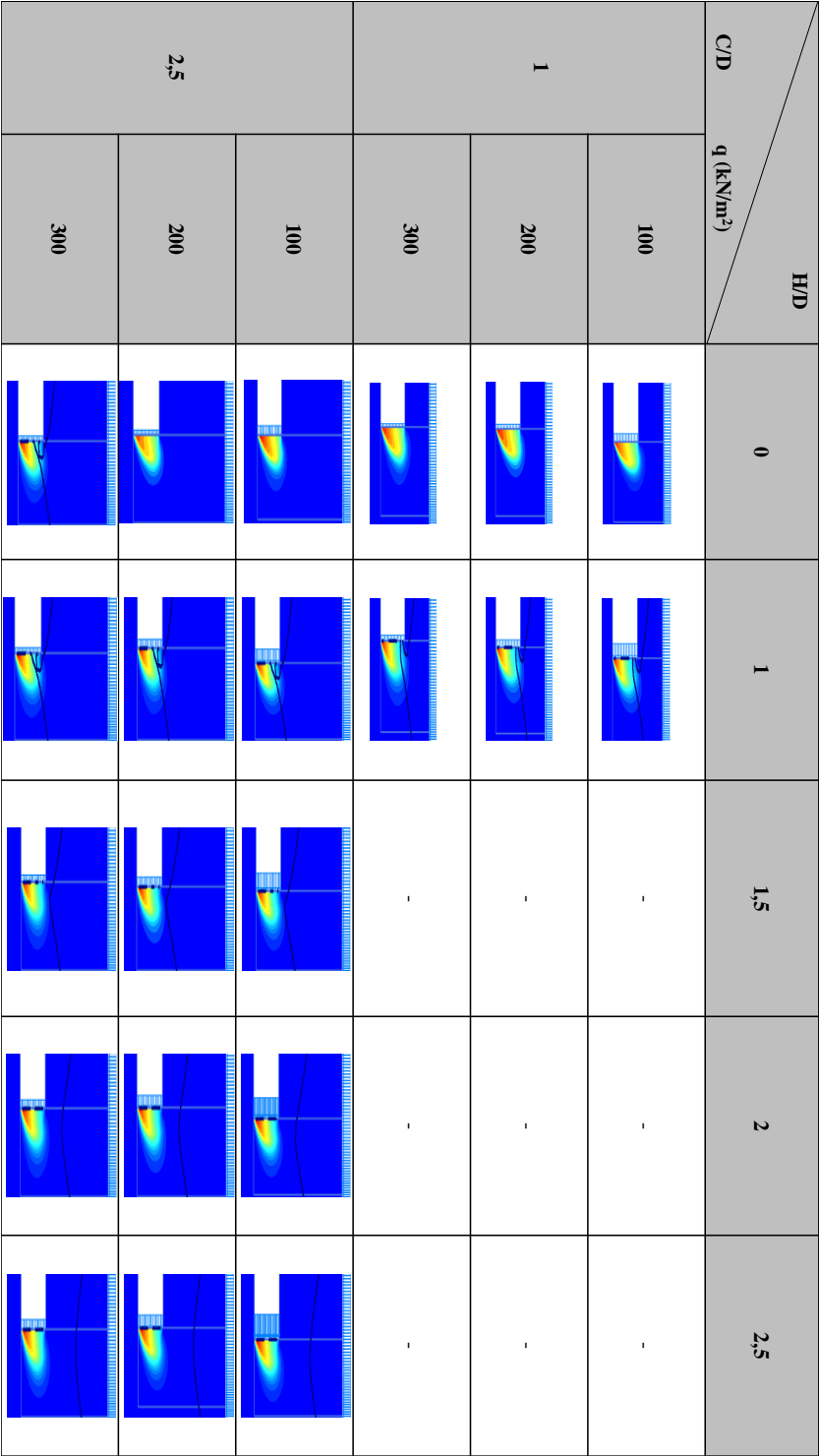


Figura 4.6: Deslocamentos totais na frente de escavação com a sobrecarga aplicada à superfície, q, em função da altura do nível freático, H/D.

4.3 Influência da sobrecarga à superfície

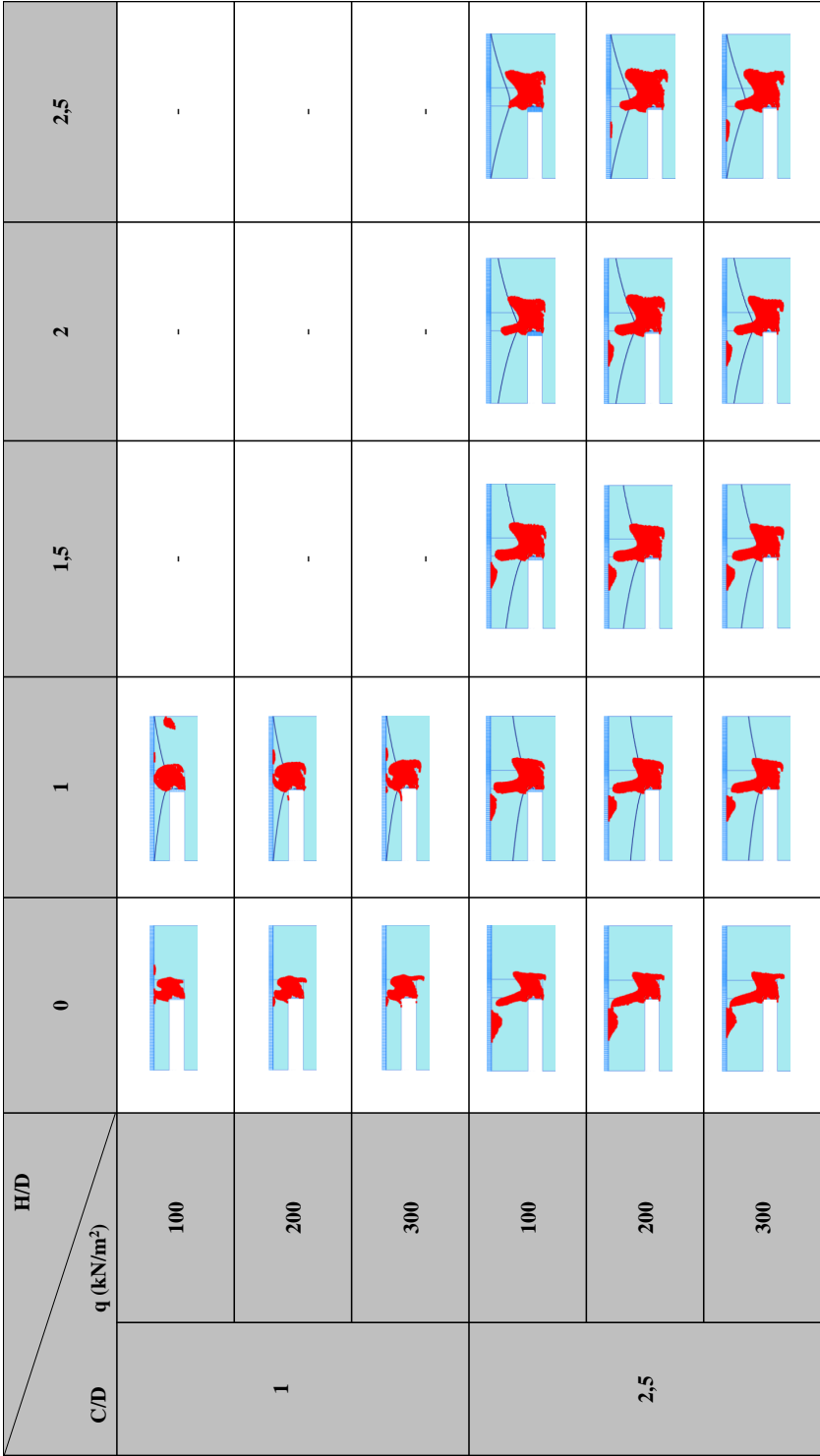


Figura 4.7: Pontos plásticos com a sobrecarga aplicada à superfície, q , em função da altura do nível freático, H/D .

4.4 Influência dos parâmetros geotécnicos do solo

No que respeita à influência dos parâmetros geotécnicos, nesta secção optou-se por analisar os parâmetros do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e do coeficiente de permeabilidade, k . Como referido na Tabela 4.1, considerou-se o modelo intermédio com recobrimento relativo de $C/D = 2$ e a sobrecarga aplicada à superfície nula, como no caso base com nível freático (secção 3.3.2). Os restantes parâmetros inalterados (da Tabela referida) consoante a parametrização serão abordados na respetiva secção.

Como referido, apresenta-se um caso particular de comparação do caso sem presença de água com caso com presença de nível freático à superfície. Permitirá avaliar a influência da água na frente de escavação a partir da implementação de uma pressão de suporte geostática em função do deslocamento do ponto central da frente de escavação, como no caso base sem nível freático da secção 3.2. As características geométricas e geotécnicas do caso serão coincidentes com este caso.

4.4.1 Coeficiente de permeabilidade

Na parametrização do coeficiente de permeabilidade do maciço terroso, optou-se por considerar valores compreendidos entre $k = 3E^{-3}m/s$ e $k = 3E^{-9}m/s$, variando em fatores de 10, sendo esta isotrópica, isto é, o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal tem igual valor ao da direção vertical. Como indicado na Tabela 4.1, nesta parametrização o ângulo de resistência ao corte é de 30° , o recobrimento relativo é $C/D = 2$ e a sobrecarga à superfície nula. Como referido, a modelação, como existe presença de água, processa-se através de uma análise de tensão-deformação e hidráulica. Os resultados obtidos apresentam-se na Figura 4.8, com variação do coeficiente de permeabilidade em função da altura do nível freático, H/D .

4.4 Influência dos parâmetros geotécnicos do solo

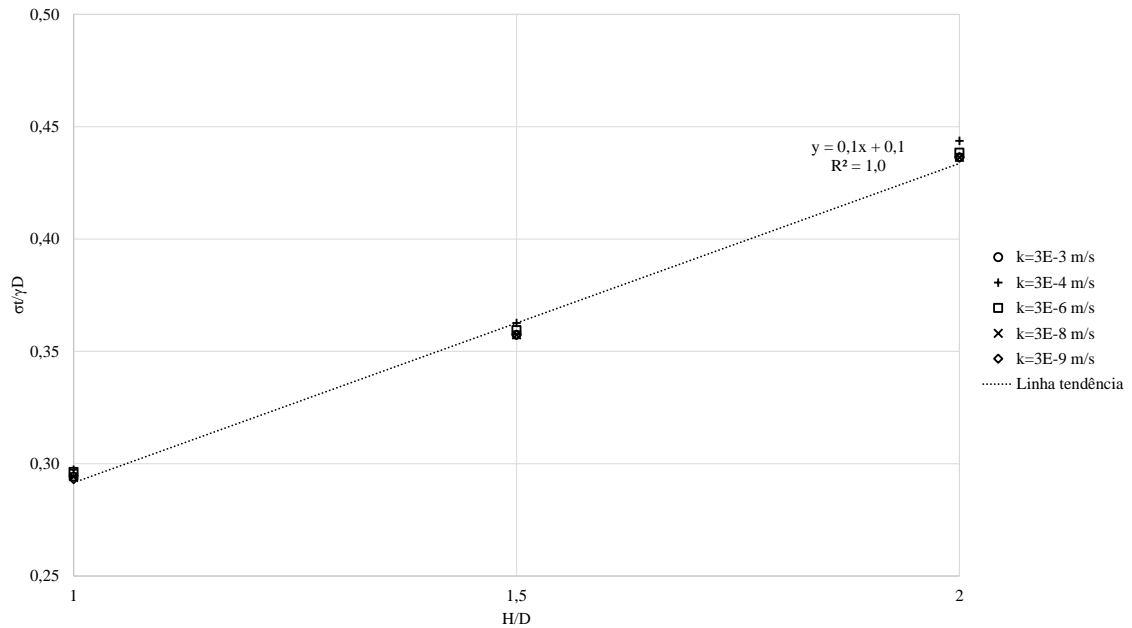


Figura 4.8: Influência do coeficiente de permeabilidade na pressão de suporte limite normalizada, em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$.

Observa-se que o aumento da altura do nível freático instabiliza a frente de escavação e que a permeabilidade tem uma influência reduzida na pressão de suporte limite normalizada, para uma mesma altura de nível freático. Era expectável observar-se tal conclusão pois o coeficiente de permeabilidade não é tido em conta na equação diferencial de Laplace. Deste modo, apesar dos diferentes coeficientes de permeabilidade considerados, as forças de percolação são iguais.

Na Figura 4.9 apresentam-se os resultados obtidos relativamente aos deslocamentos totais na frente de escavação. Observando o quadro em coluna, conclui-se que a variação dos valores dos deslocamentos do ponto central não é constante com a diminuição da permeabilidade. Com o aumento da altura do nível freático, observando o quadro em linha, em todas as permeabilidades o deslocamento do ponto central aumenta, exceto no caso $k = 3E^{-4} m/s$ cujos valores são semelhantes. Também nesta parametrização se constata que os deslocamentos são maiores na zona desde o ponto central até à soleira do túnel. Na Figura 4.10 apresentam-se os pontos plásticos e é visível que todos os mecanismos de rotura atingem a superfície e que são iguais para os diferentes coeficientes de permeabilidade.

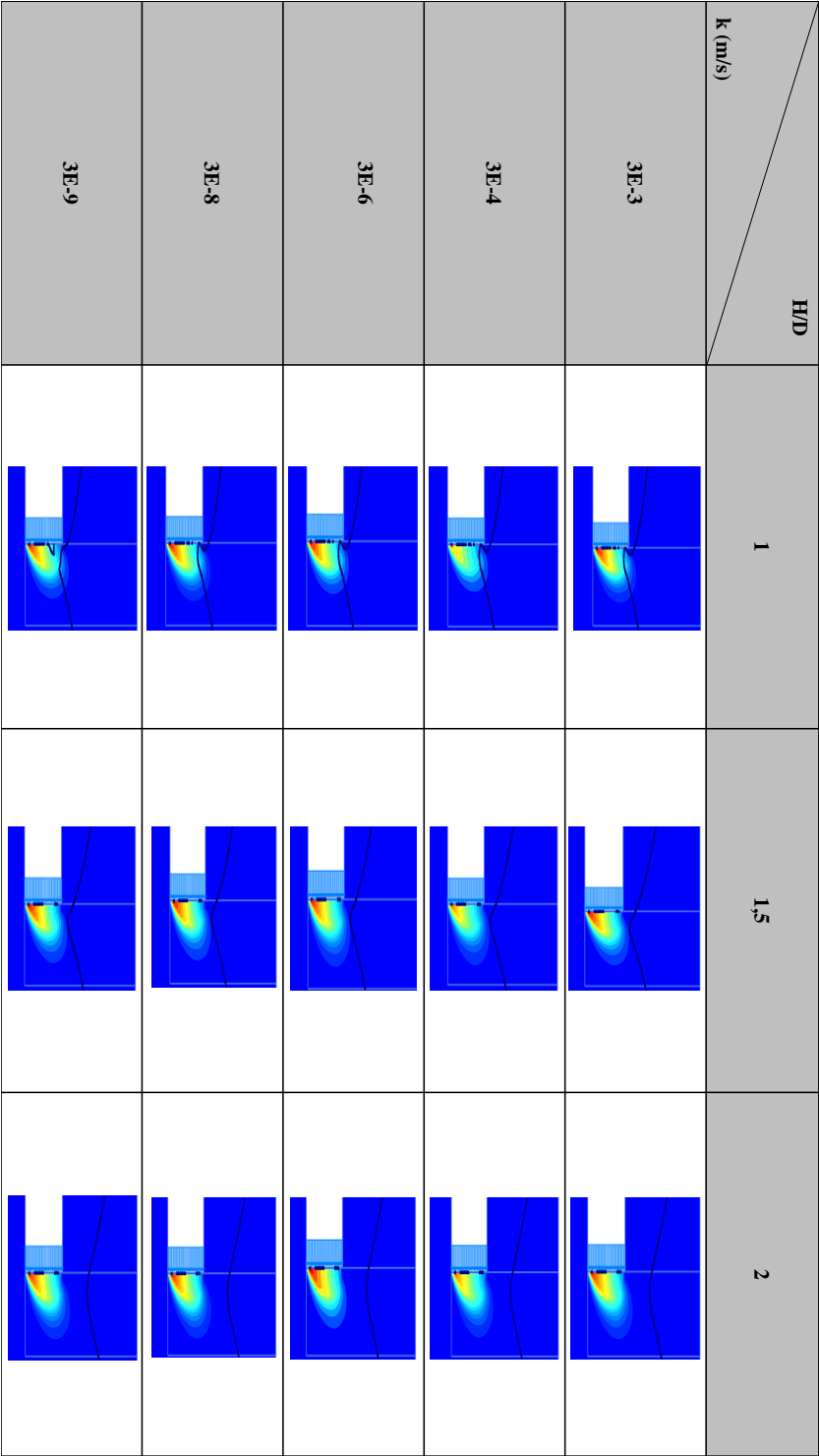


Figura 4.9: Deslocamentos totais na frente de escavação com o coeficiente de permeabilidade, k , em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$.

4.4 Influência dos parâmetros geotécnicos do solo

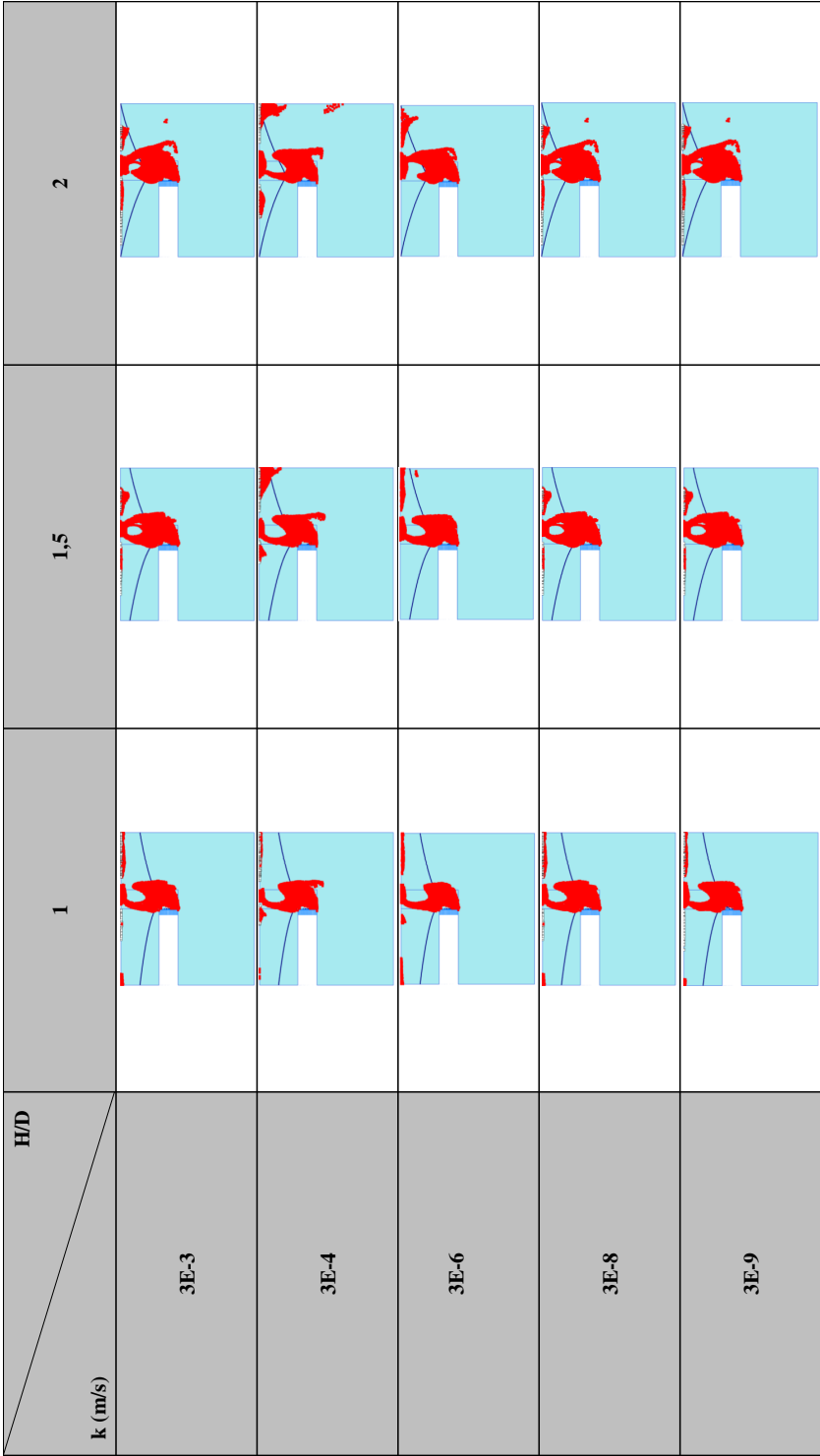


Figura 4.10: Pontos plásticos com o coeficiente de permeabilidade, k , em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$.

4.4.2 Ângulo de resistência ao corte

Na parametrização do ângulo de resistência ao corte variaram-se os valores respetivos de 15° a 35° , tal como definido na secção 3.2, em função do nível freático, H/D . Esta parametrização permite estudar a influência do ângulo de resistência ao corte na estabilidade da frente de escavação, considerando a altura do nível freático. Como referido na Tabela 4.1, os parâmetros inalterados nesta secção é o coeficiente de permeabilidade $k = 3E^{-6} \text{ m/s}$, o recobrimento relativo $C/D = 2$ e a sobrecarga à superfície nula. Sendo esta última de 300 kN/m^2 no caso particular que se abordará adiante. Os cálculos foram efetuados segundo uma análise de tensão-deformação com o tipo de cálculo referido anteriormente (secção 4.1). Na Figura 4.11 apresentam-se os resultados obtidos.

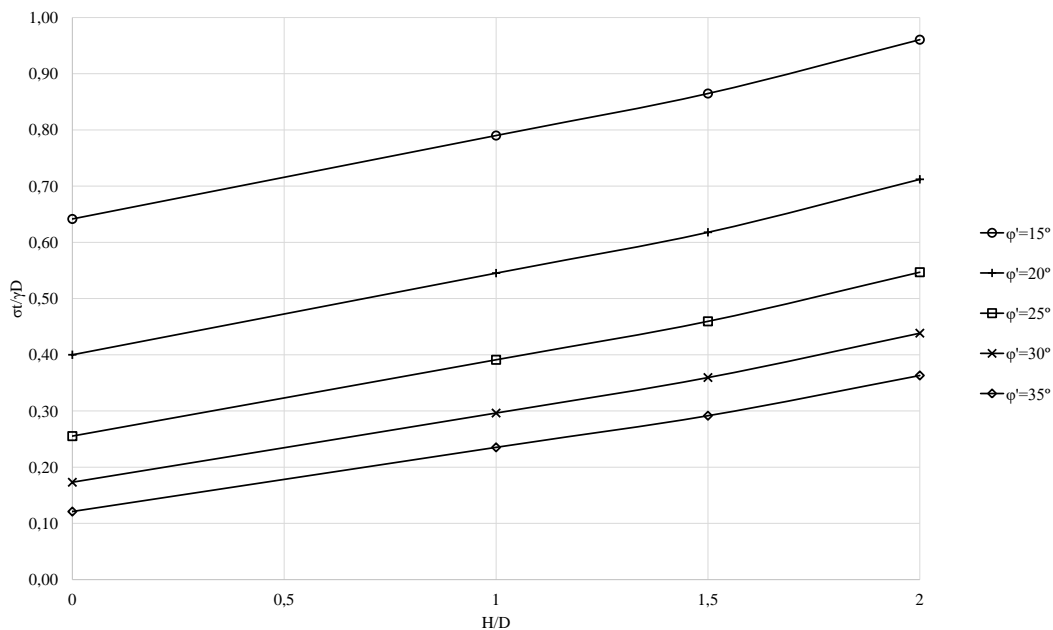


Figura 4.11: Influência do ângulo de resistência ao corte na pressão de suporte limite normalizada, em função da altura do nível freático, H/D .

Para o mesmo ângulo de resistência ao corte a pressão de suporte limite normalizada aumenta, com o aumento da altura do nível freático, ou seja, há uma maior instabilidade da frente de escavação. Observa-se que, à medida que o ângulo de resistência ao corte aumenta, a variação da pressão de suporte limite normalizada, necessária para sustentar a frente de escavação, diminui. Verifica-se que o valor obtido para $H/D = 2$ afeta a linearidade dos restantes casos, sendo ligeiramente maior.

4.4 Influência dos parâmetros geotécnicos do solo

Na Figura 4.12 apresentam-se os resultados obtidos dos deslocamentos totais da frente de escavação. Observando em coluna, no caso seco, $H/D = 0$, com o aumento do ângulo de resistência ao corte, os deslocamentos do ponto central aumentam até ao $\phi' = 25^\circ$ verificando-se uma diminuição para $\phi' = 30^\circ$. Nos casos $H/D = 1$ e $H/D = 1,5$, observa-se um acentuado aumento do deslocamento de $\phi' = 20^\circ$ para $\phi' = 25^\circ$. Por último, no caso com maior altura de nível freático, o deslocamento aumenta até $\phi' = 30^\circ$ e depois diminui. Observando o quadro em linha, para os ângulos de resistência ao corte $\phi' = 15^\circ$ e $\phi' = 20^\circ$ o deslocamento do ponto central com o aumento da altura do nível freático não sofre grande variação. Para $\phi' = 25^\circ$, o deslocamento do ponto central decresce do caso seco para $H/D = 1$, tendo o deslocamento maior incidência na soleira do túnel. Por fim, nos ângulos de 30° e 35° , o deslocamento aumenta com a altura do nível freático, exceto no caso $H/D = 2$ no último ângulo considerado. Na Figura 4.13 apresentam-se os pontos plásticos e verifica-se que com o aumento do ângulo de resistência ao corte, o mecanismo de rotura diminui e afasta-se mais da superfície.

Como referido anteriormente na secção 4.1, dada a variação da pressão de suporte limite com a altura do nível freático observada, pretende-se analisar o comportamento de tensão-deformação desde a pressão de suporte geostática até à limite. Os resultados serão apresentados segundo um gráfico que relaciona a pressão de suporte com os deslocamentos do ponto central da frente de escavação para os casos com e sem presença de água. Os resultados do caso sem presença de nível freático são os apresentados na Figura 3.4 do capítulo anterior. Como indicado, as características geométricas e geotécnicas a ter em conta serão as do caso base sem nível freático do capítulo anterior (secção 3.2). Assim, as características geométricas e geotécnicas mantêm-se as descritas anteriormente na Figura 3.1 e na Tabela 3.1, respetivamente. Relativamente ao valor do ângulo de resistência ao corte e, consequentemente, ao ângulo de dilatância, estes variaram de 15° a 35° . Os valores da pressão de suporte geostática são os apresentados na Tabela 3.2 (no capítulo anterior), tal como o valor da sobrecarga, q , aplicada à superfície de 300 kN/m^2 . Desta forma, impõe-se uma pressão de suporte geostática e obtém-se o que acontece aos deslocamentos até esta atingir o seu limite. Quanto à modelação, esta é efetuada segundo o descrito anteriormente no caso sem nível freático, na secção 3.2. Como existe presença de água, basta acrescentar o nível freático à superfície do terreno bem como os coeficientes de permeabilidade isotrópica (referidos na secção 4.4) e as considerações hidráulicas necessárias. Os resultados do Plaxis 2D apresentam-se no gráfico da Figura 4.14 compilados com o caso sem nível freático com que se pretende comparar.

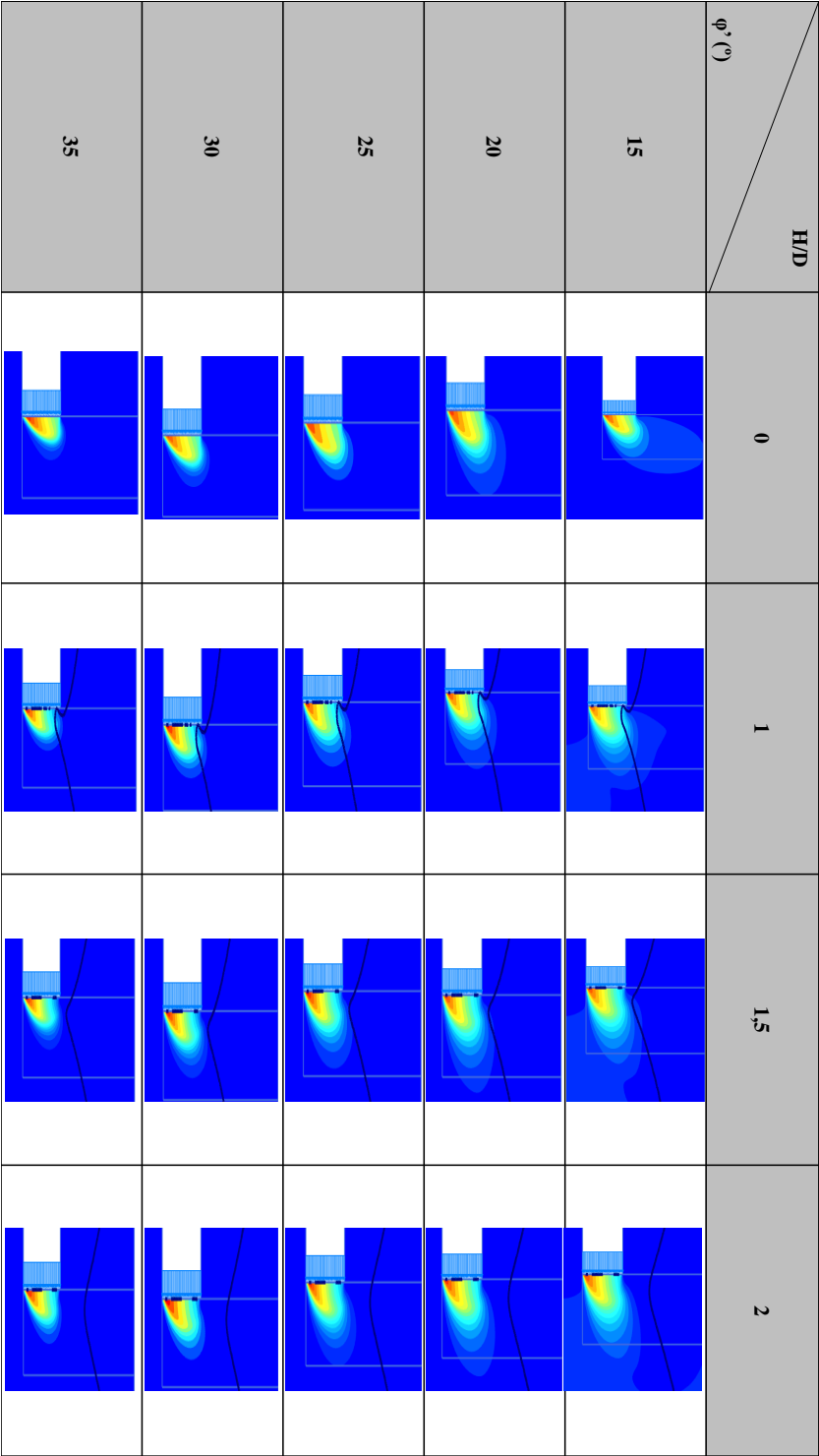


Figura 4.12: Deslocamentos totais na frente de escavação segundo a parametrização do ângulo de resistência ao corte, em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$.

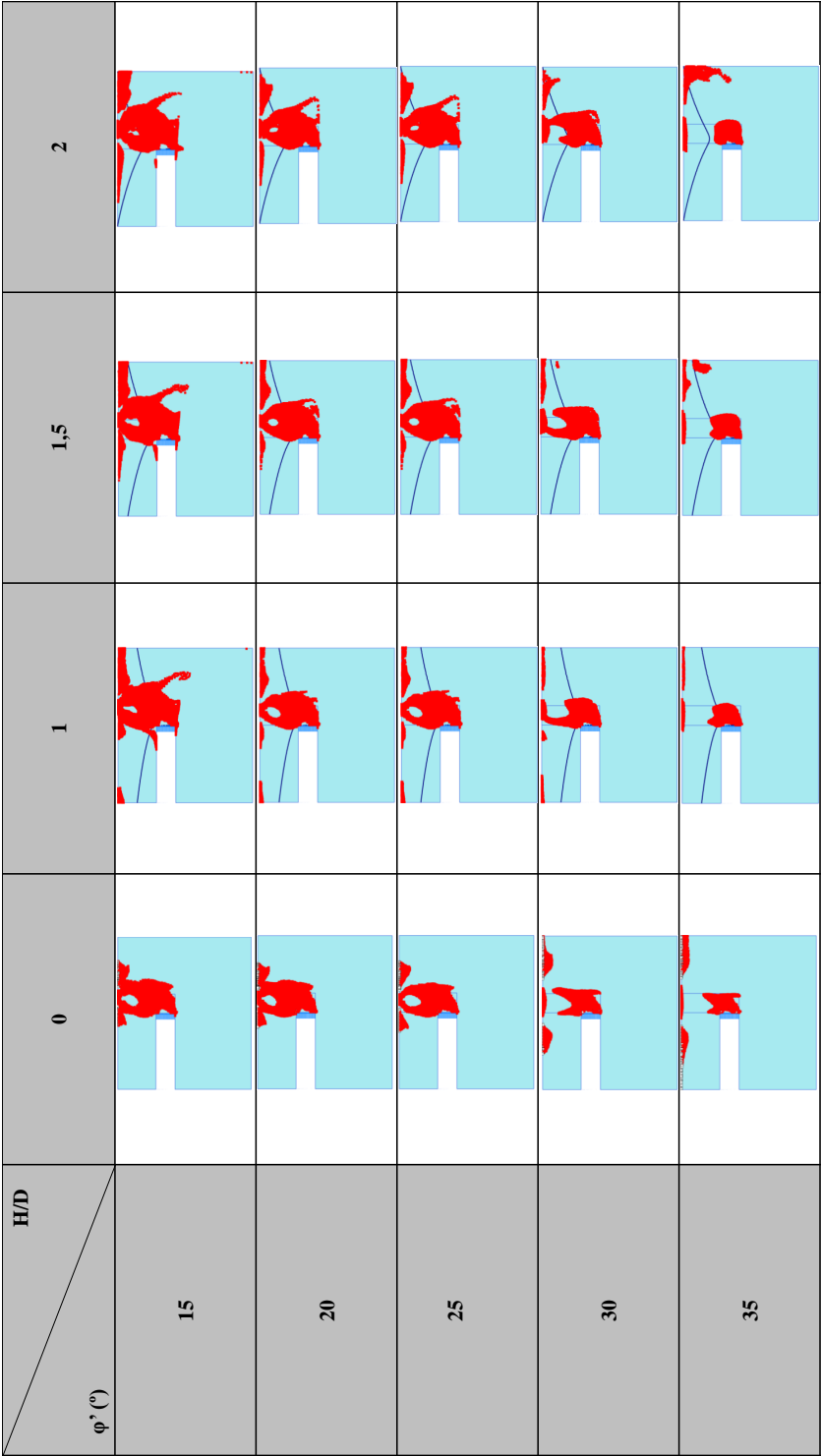


Figura 4.13: Pontos plásticos segundo a parametrização do ângulo de resistência ao corte, em função da altura do nível freático, H/D , para $C/D = 2$.

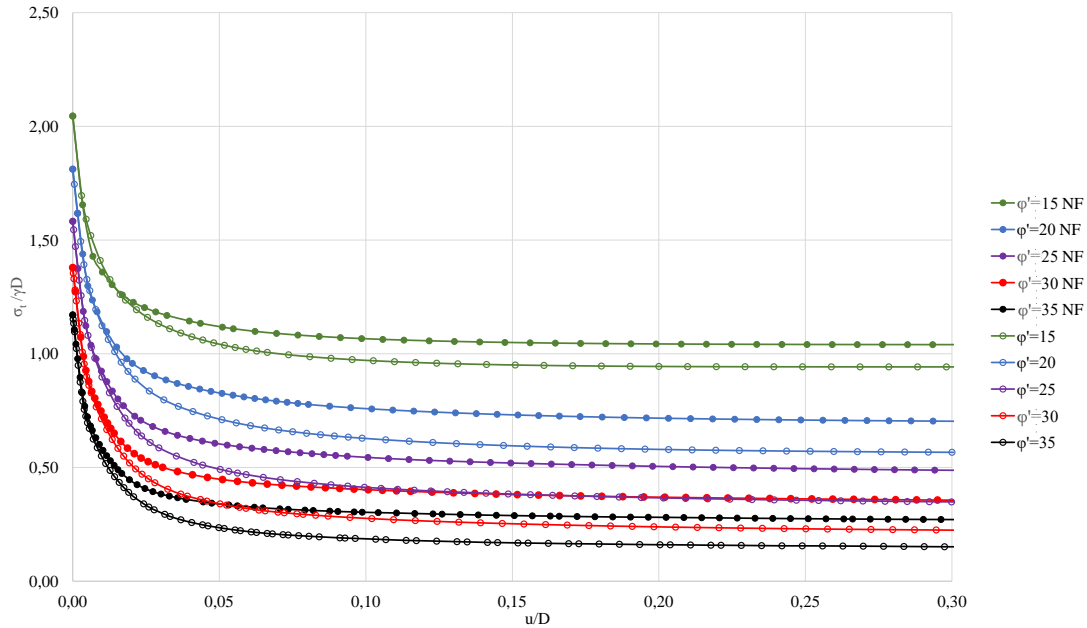


Figura 4.14: Caso particular de comparação da pressão de suporte, com e sem presença de nível freático.

Observa-se que, como era expectável, a pressão de suporte limite no caso com nível freático é maior do que no caso onde não há presença de água, para todos os ângulos de resistência ao corte considerados. Verifica-se também que o intervalo de valores entre os casos com e sem presença de água é praticamente igual em todos os ângulos. A presença de água afeta a estabilidade da frente de escavação de um túnel, ou seja, é necessária uma maior pressão de suporte para garantir a estabilidade.

4.5 Comparação com outros autores

Apesar da escassa bibliografia que permita a comparação de resultados relativos à pressão de suporte limite em túneis, apresentam-se alguns estudos efetuados por diferentes autores que possibilitam a comparação com o exposto neste trabalho.

Relativamente à relação entre a pressão de suporte limite e a variação da altura do nível freático, H/D , Dias (2016) estudou, segundo uma análise tridimensional, um túnel com diâmetro de 5m, um recobrimento relativo de 2, um ângulo de resistência ao corte de 35° e peso volúmico seco do solo 15,2 kN/m^2 . Os resultados do autor e os obtidos neste trabalho, para um diâmetro de 5m (Figura 3.14), referentes à secção 3.3.2, apresentam-se

4.5 Comparação com outros autores

na Figura 4.15. Observa-se que os resultados obtidos neste trabalho são mais conservativos que os do autor, no entanto a tendência da reta que une os pontos, exceto para $H/D = 2$, é similar.

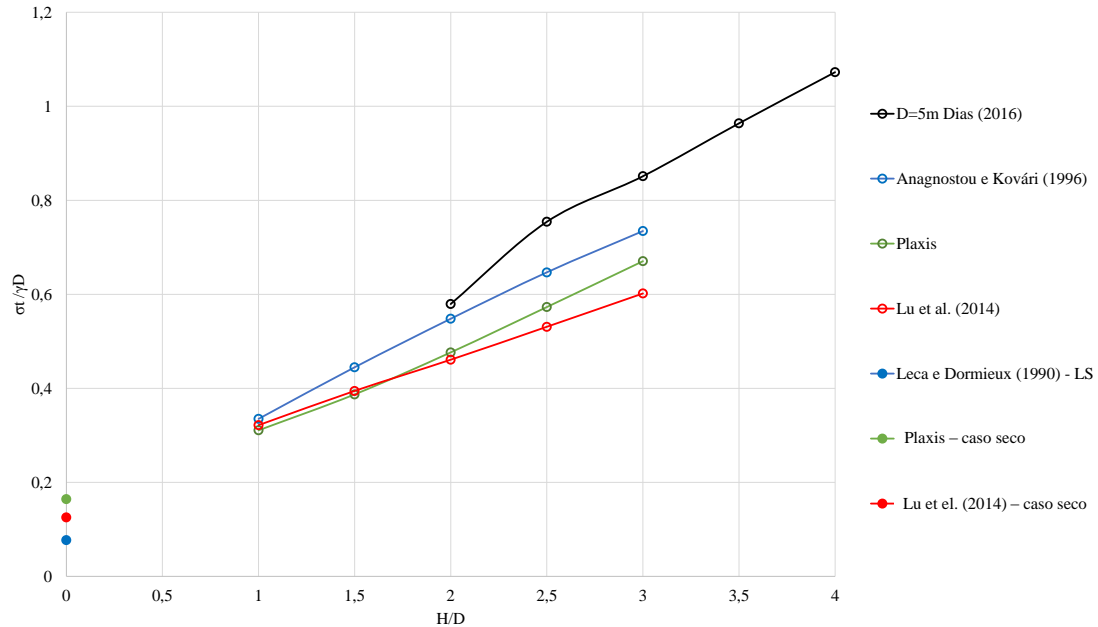


Figura 4.15: Resultados da relação da pressão de suporte limite com a variação da altura do nível freático, obtidos pelo Plaxis e por Dias (2016), para $D = 5m$.

Sobre o recobrimento relativo, C/D , e para o caso seco, $H/D = 0$, faz-se uma comparação com o mecanismo de colapso MII de Leca e Dormieux (1990) (ilustrado na Figura 2.7 da secção 2.4.1). Na Figura 4.16 apresenta-se uma tentativa de sobreposição do mecanismo MII nos resultados pontos plásticos da parametrização de C/D , dos casos 1, 2 e 3. Observa-se, através dos pontos plásticos, que os mecanismos variam e com o aumento do recobrimento relativo, C/D , a diferença aumenta.

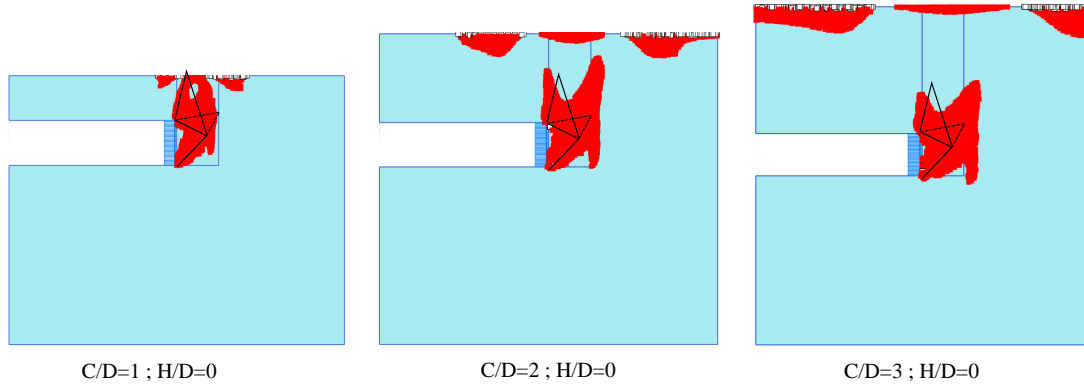


Figura 4.16: Comparação do mecanismo MII de Leca e Dormieux, 1990 com os resultados dos pontos plásticos do Plaxis 2D na parametrização de C/D , dos casos 1, 2 e 3, para $H/D = 0$.

Na Figura 4.17, apresenta-se, novamente, uma tentativa de sobreposição de mecanismos mas para um mesmo recobrimento relativo, $C/D = 2$, com a variação da altura do nível freático, H/D . Observa-se que os mecanismos obtidos variam com o aumento da altura do nível freático. E comparativamente com o MII estes afastam-se também com o aumento de H/D . Os mecanismos obtidos distanciam-se da frente do túnel à medida que a altura do nível freático aumenta, tal como concluído por Dias (2016).

4.5 Comparação com outros autores

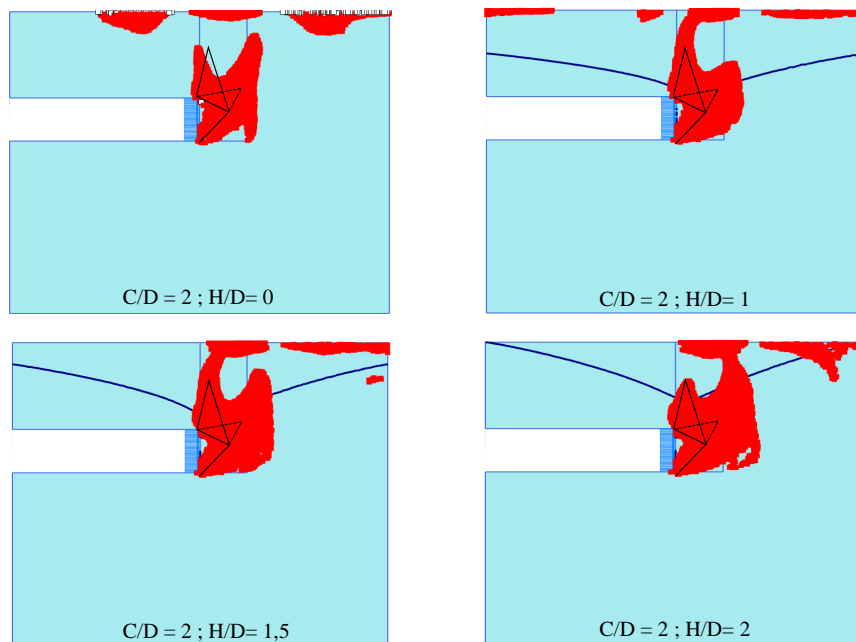


Figura 4.17: Comparação do mecanismo MIII de Leca e Dormieux, 1990 com os resultados dos pontos plásticos do Plaxis 2D na parametrização de $C/D = 2$ com variação da altura do nível freático, H/D .

Ainda relativamente à variação do recobrimento relativo C/D , Chambon e Corté (1994) obtiveram resultados de testes centrifugados em frentes de túneis revestidos e constataram que o recobrimento relativo C/D não influencia de forma significativa a pressão de suporte limite, em condições drenadas (Delgado, 2009). Lee et al. (2003) estudaram igualmente a variação do recobrimento relativo com a altura do nível freático. Estes resultados e os obtidos no Plaxis 2D neste trabalho são apresentados na Figura 4.18. O afastamento dos resultados pode ser derivado às características geométricas do túnel, nomeadamente o diâmetro do túnel, bem como às propriedades geotécnicas. O diâmetro do túnel considerado pelo autor foi de 5 metros, o peso volúmico seco foi de $15,2 \text{ kN/m}^3$ e o ângulo de resistência ao corte de 35° . Outra diferença reside no facto de a análise ter sido realizada em 3D. Observa-se, igualmente, que o autor obteve uma variação de recobrimento relativo com a altura de nível freático que não influencia a pressão de suporte limite e que esta aumenta com o nível freático. Em comparação, apesar do afastamento referido, observa-se uma razoável tendência de resultados a partir das retas de regressão linear apresentadas.

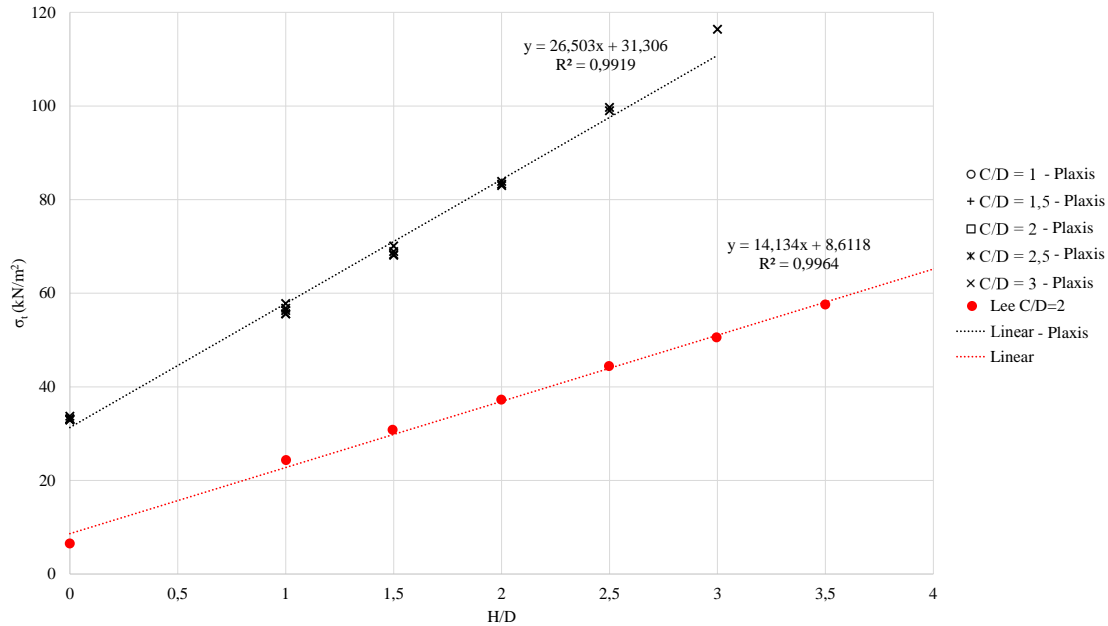


Figura 4.18: Comparação da variação da pressão de suporte limite com a altura do nível freático entre os resultados do Plaxis 2D e os de Lee et al., 2003.

Para a sobrecarga aplicada à superfície, Leca e Dormieux (1990) conclui, através do ábaco da Figura 2.8, que o parâmetro adimensional, N_s^{c+} (equação 2.9 da secção 2.4.1), é igual a zero para valores de recobrimento relativo superiores a 0,6. Tal sugere que, em casos de condições de colapso semelhantes às previstas pelo mecanismo MII, a sobrecarga, q , terá uma influência muito reduzida na frente de colapso, exceto em túneis muito superficiais. A mesma conclusão foi constatada na parametrização obtida no Plaxis 2D, como verificado na secção 4.3.

Finalmente, no que se refere ao ângulo de resistência ao corte, Dias (2016) estudou a influência da variação deste na pressão de suporte limite com a altura do nível freático. Na Figura 4.19 apresentam-se os resultados destes autores com os obtidos neste estudo. Novamente, existem diferenças no tipo de análise, nas características geométricas e propriedades geotécnicas adotadas. O autor considera uma análise tridimensional, um diâmetro do túnel de 10m, um recobrimento relativo, C/D , de 2 (tal como no estudo deste trabalho), um peso volúmico seco de $20kN/m^2$ e uma sobrecarga aplicada à superfície nula. Observa-se que no caso seco os resultados dos autores são mais conservativos ao passo que com presença de água são superiores aos obtidos no Plaxis 2D. As retas obtidas pelo autor têm uma maior tendência para aumentar em comparação com as obtidas no Plaxis 2D. O afastamento entre retas com o mesmo ângulo de resistência ao corte é maior para $\phi' = 20^\circ$.

4.5 Comparação com outros autores

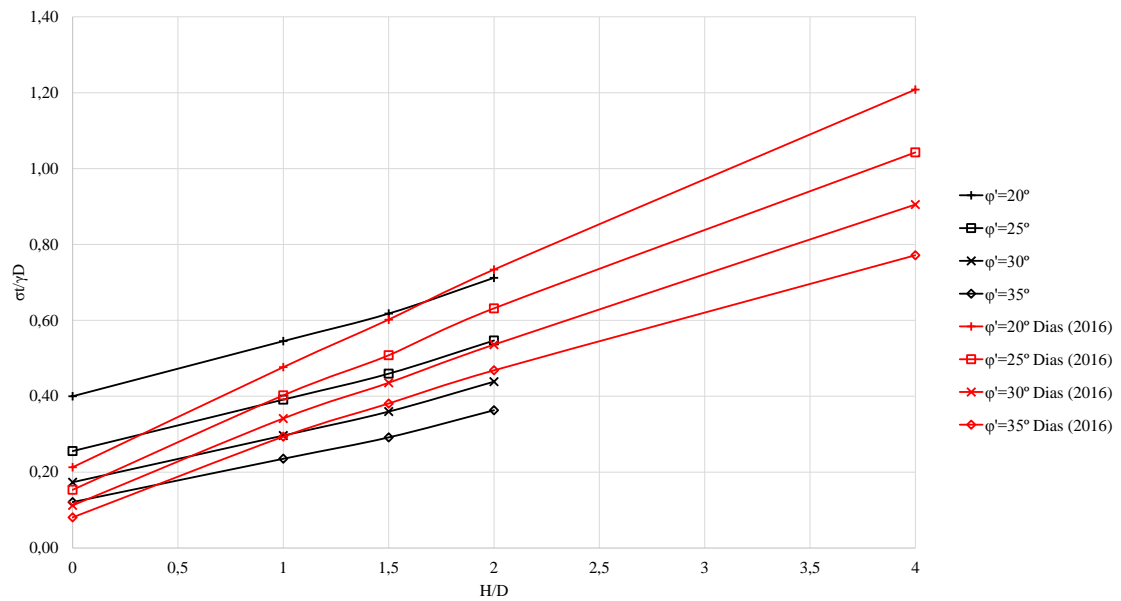


Figura 4.19: Efeito da variação do ângulo de resistência ao corte na pressão de suporte limite normalizada com presença de água pelo Plaxis 2D e por Dias (2016).

Capítulo 5

Considerações Finais

5.1 Conclusões

Nesta dissertação pretendeu-se estudar o efeito da água presente no maciço terroso, quando um túnel é escavado abaixo do nível freático, em condições drenadas e por meio da tuneladora EPB. Deste modo procurou-se contribuir para uma melhor compreensão da influência da presença de água na estabilidade da frente de escavação.

O problema de análise de estabilidade da frente considerado foi analisado através de um modelo bidimensional, na direção longitudinal ao eixo do túnel, superficial, escavado num maciço terroso abaixo do nível freático, através de EPB, em condições drenadas.

O estudo desenrolou-se recorrendo ao programa de cálculo automático Plaxis 2D cujos resultados foram verificados através de estudos feitos por Lu et al. (2014) e de soluções analíticas de Leca e Dormieux (1990) e Anagnostou e Kovári (1996b).

A análise começou num caso base sem consideração de nível freático que permitiu observar como se desenrola a pressão de suporte em função do deslocamento do ponto central da frente de escavação. Verificou-se que esta decresce com o deslocamento, até atingir o seu valor limite, mantendo-se constante após atingir este patamar com o aumento do deslocamento. Este valor limite é então denominado como a pressão de suporte limite. Comparativamente com as expressões analíticas de Leca e Dormieux (1990), os resultados obtidos por via analítica são mais conservativos que os restantes. As diferenças podem residir na falta de informação em relação à sobrecarga aplicada à superfície e à completa definição das dimensões do modelo.

A segunda parte da análise contempla a presença de nível freático para dois túneis de

diâmetros diferentes ($D=5$ m e $D=10$ m). Pretende-se avaliar como a variação de altura do nível freático, em função do diâmetro (H/D), influencia a pressão de suporte limite normalizada. Verificou-se que, como era de esperar, a pressão de suporte limite aumenta com o aumento da altura de nível freático, em relação do topo do túnel. Pelo que, uma maior altura de nível freático cria maior instabilidade na frente de escavação do túnel. Os resultados obtidos pelo Plaxis 2D em comparação com o estudo de Lu et al. (2014) e as soluções analíticas de Leca e Dormieux (1990) (para $H/D = 0$) e Anagnostou e Kovári (1996b) (para as restantes alturas do nível freático), apresentam uma boa aproximação.

Na análise paramétrica realizada fez-se variar parâmetros referentes à geometria do túnel (recobrimento relativo C/D), à sobrecarga aplicada à superfície e aos parâmetros geotécnicos do solo (ângulo de resistência ao corte e coeficiente de permeabilidade). Nesta análise as considerações geométricas e propriedades geotécnicas são as definidas no caso base com nível freático, de diâmetro $D=10$ m. A parametrização foi realizada com variação da altura do nível freático e também para o caso seco. A análise neste trabalho é feita de modo a obter uma situação limite, em regime estacionário, pelo que não permite perceber quando é que acontece a situação

Tanto o recobrimento relativo, C/D , a sobrecarga aplicada à superfície, q , como o coeficiente de permeabilidade revelaram não ter uma influência significativa na pressão de suporte limite quando se analisou os casos secos e com variação da altura do nível freático, H/D . No entanto, afetam os deslocamentos totais da frente de escavação e têm maior influência entre o ponto central e a soleira do túnel. Os pontos plásticos estendem-se para mais longe da frente com o aumento da altura do nível freático.

Por outro lado, o ângulo de resistência ao corte é o parâmetro que apresenta uma influência mais significativa, observando-se um aumento da pressão de suporte limite necessária com o aumento da altura do nível freático e com a diminuição do ângulo. Para este parâmetro, efetuou-se uma análise comparativa da pressão de suporte geostática com e sem presença de nível freático. Como era expectável, a presença de água provoca na pressão de suporte um aumento relativamente a quando esta é inexistente.

Comparativamente com diferentes autores que estudaram a influência da água na pressão de suporte limite, no recobrimento relativo concluiu-se que os resultados obtidos no Plaxis são mais conservativos para um mesmo diâmetro considerado. Numa tentativa de sobrepor o mecanismo de colapso MII de Leca e Dormieux (1990) com os pontos plásticos obtidos no Plaxis 2D, observa-se que neste último o mecanismo estende-se para uma zona mais afastada da frente de escavação do que o do autor, com o aumento da altura do nível freático. Quanto à sobrecarga, ainda este autor constata que para valores de C/D maiores que 0,6 o coeficiente adimensional relativo à sobrecarga é nulo, sugerindo uma influência

5.2 Desenvolvimentos Futuros

reduzida na pressão de suporte limite. Relativamente ao ângulo de resistência ao corte, Dias (2016), para um mesmo diâmetro de túnel mas uma análise tridimensional, obteve valores de pressão de suporte limite cujos valores aumentam com uma maior tendência do que os obtidos neste trabalho. Sendo estes mais próximo entre si nos casos secos e afastando-se com o aumento da altura do nível freático.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

O estudo realizado concentrou-se em casos com um maciço terroso homogêneo e isotrópico. Uma proposta a considerar seria a utilização de um maciço estratificado. Quanto à presença de água, considera-se relevante o estudo em regime transitório de modo a conhecer o momento instabilizante.

Relativamente ao coeficiente de permeabilidade, devido à força da gravidade, propõem-se uma análise anisotrópica do mesmo.

Bibliografia

- Anagnostou, G. (2002). “Urban tunnelling in water bearing ground – Common problems and soil-mechanical analysis methods”. *2nd International Conference on Soil Structure Interacton in Urban Civil Engineering*, pp. 233–240.
- Anagnostou, G. e K. Kovári (1996a). “Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields”. *Tunnelling and underground space technology* 11.2, pp. 165–173.
- Anagnostou, G. e K. Kovári (1996b). “Face stability in slurry and EPB shield tunnelling”. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 453–458.
- Antão, A (1997). “Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée”. Tese de doutoramento. L'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Atkinson, J. e R. Mair (1982). “Stability of tunnels in soft ground during construction”. *Proc. of the International Conference on Soil Mechanics, Mexico City. Vol. 1*, pp. 233–238.
- Caldeira, T. (2016). “Aplicação de Retroanálise na Escavação de um Túnel na Ilha da Madeira”. Tese de mestrado. Universidade da Madeira.
- Chambon, P. e J. Corté (1990). “Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant approche cinématique en calcul à la rupture”. *Rev. Franç. Géotech* 51, pp. 51–59.
- Corfdir, A. (2004). “Limit analysis for saturated porous media without fluid flow calculation”. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 561, pp. 543–561.
- De Buhan, P., A. Cuvillier, L. Dormieux e S. Maghous (1999). “Face stability of shallow circular tunnels driven under the water table: A numerical analysis”. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 23.1, pp. 79–95.
- Delgado, A. (2009). “Estabilização da frente de túneis com inclusões lineares”. Tese de doutoramento. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto.
- Dias, D. et al (2016). “The effect of pore water pressure on tunnel face stability”. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*.

- Leca, E. e L. Dormieux (1990). "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material". *Géotechnique* 40.4, pp. 581–606. ISSN: 0016-8505.
- Leca, E. e M. Panet (1988). "Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel". *Révue Française de Géotechnique* 43, pp. 5–19.
- Lee, I. M. e S. W. Nam (2001). "The study of seepage forces acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels". *Tunnelling and Underground Space Technology* 16.1, pp. 31–40. ISSN: 08867798.
- Lee, I.-m., S.-w. Nam e J.-h. Ahn (2003). "Effect of seepage forces on tunnel face stability". 350, pp. 342–350. DOI: 10.1139/T02-120.
- Lu, X., H. Wang e M. Huang (2014). "Upper Bound Solution for the Face Stability of Shield Tunnel below the Water Table". *Mathematical Problems in Engineering* 2014, pp. 1–11. ISSN: 1024-123X.
- Martins, R. (2016). "Efeito da água subterrânea no projeto, escavação e exploração de túneis". Tese de mestrado. FCT-UNL.
- Melo, P. de (2003a). "Métodos Construtivos de túneis em solos". IST - Apontamentos de suporte informático.
- Melo, P. de (2003b). "Métodos simplificados de dimensionamento de túneis em solos". IST - Apontamentos de suporte informático.
- Plaxis (2015). "Scientific Manual".
- Soubra (2015). "Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels". *IUP Génie Civil et Infrastructures* 2000.
- Subrin, D. e H. Wong (2002). "Stabilité du front d'un tunnel en milieu frottant: un nouveau mécanisme de rupture 3D". *Comptes Rendues (de l'académie des sciences) Mécanique* 330, pp. 513–519.
- Vieira, A. M.C. P. (2006). "Estudo do Comportamento Diferido no Tempo de Túneis em Argilas Sobreconsolidadas". Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Apêndice A

Anexo

Como referido nas Secções 3.2 e 3.3.2, descreve-se e aplica-se o método relativo à solução de limite superior de Leca e Dormieux (1990) para o mecanismo MI por forma a comprovar a sua igualdade de resultados. Descreve-se de seguida a ordem de cálculo da pressão de suporte limite do mecanismo MI com as respetivas equações iguais, definidas anteriormente para o mecanismo MII, e as equações diferentes que se descrevem posteriormente.

- 1) K_p (2.6); σ_c (2.7)
- 2) β (2.12); α (2.17)
- 3) Condição C/D (A.1); Parâmetros R_i 's (A.2; A.3; A.4)
- 4) Coeficientes adimensionais, N_s e N_γ (A.5; A.6).
- 5) Pressão de suporte limite, σ_t (2.8).

Como se pode verificar as expressões definidas de forma diferente são a Condição C/D, os parâmetros adimensionais R_B , R_D e R_E e os coeficientes adimensionais N_s e N_γ . Passa-se, portanto, a defini-las de seguida:

$$2\frac{C}{D} + 1 \leq \frac{\text{sen}2\alpha}{\text{sen}2\phi'} \quad (\text{A.1})$$

Se a condição C/D se verificar as próximas expressões mantêm-se válidas para R_D igual a zero.

$$R_B = \frac{\cos(\alpha - \phi')\cos(\alpha + \phi')}{\text{sen}(2\phi')} \quad (\text{A.2})$$

$$R_D = \text{sen}2\alpha - \frac{2H}{D}\text{sen}2\phi' \quad (\text{A.3})$$

$$R_E = \sqrt{\text{sen}2(\alpha - \phi')\text{sen}2(\alpha + \phi')} \quad (\text{A.4})$$

$$N_s = \frac{1}{\cos(2\phi') - \cos(2\alpha)} \frac{R_D^2}{R_E} \text{tg}\alpha \quad (\text{A.5})$$

$$N_\gamma = \frac{1}{3}R_B \left[1 - \frac{R_D^3}{R_E^3} \right] \text{tg}\alpha \quad (\text{A.6})$$

Posto isto, apresentam-se os resultados da aplicação deste método nas situações do caso base sem nível freático (Tabela A.1) e do caso base com presença de nível freático para $H/D = 0$ e respectivos diâmetros (Tabela A.2). Os dados são iguais aos aplicados nos cálculos do método do mecanismo MII.

Tabela A.1: Resultados de aplicação do método do mecanismo MI de Leca e Dormieux (1990) para o caso sem presença de nível freático (secção 3.2).

Mecanismo I		Equação (secção 2.4.1 e Anexo A)
K_p	3,0	(2.6)
$\sigma_c(kPa)$	6,9	(2.7)
β°	17,8	(2.12)
α°	34	(2.17)
Condição C/D	0,035	(A.1)
R_D	0	(A.3)
R_B	0,505	(A.2)
R_E	0,331	(A.4)
$N_\gamma^c +$	0,114	(A.6)
$N_s^c +$	0	(A.5)
σ_t	15,84	(2.8)
$\sigma_t/\gamma D$	0,093	-

Tabela A.2: Resultados de aplicação do método do mecanismo MI de Leca e Dormieux (1990) para o caso com presença de nível freático para $H/D = 0$ e respectivos diâmetros, $D=5\text{m}$ e $D=10\text{m}$ (secção 3.3.2).

Caso base com $H/D=0$	$D=5\text{m}$	$D=10\text{m}$	Equação (secção 2.4.1 e Anexo A)
K_p	3,0	3,0	(2.6)
$\sigma_c(kPa)$	6,9	6,9	(2.7)
β°	17,8	17,8	(2.12)
α°	34	34	(2.17)
C/D	4,0	2,0	-
Condição C/D	0,035	0,035	(A.1)
R_D	0	0	(A.3)
R_B	0,505	0,50	(A.2)
R_E	0,331	0,33	(A.4)
$N_\gamma^c +$	0,114	0,114	(A.6)
$N_s^c +$	0	0	(A.5)
σ_t	7,32	18,11	(2.8)
$\sigma_t/\gamma D$	0,077	0,095	-

Tabela A.1: Valores da pressão de suporte limite obtidos através do Plaxis 2D para o caso abaixo do nível freático, com $D=5\text{m}$.

H/D	H (m)	H do topo túnel (m)	σ_t , Plaxis (kPa)
0	0	0	15,6
1	5	30	26,4
1,5	7,5	32,5	32,9
2	10	35	40,5
2,5	12,5	37,5	48,7
3	15	40	57

Tabela A.2: Valores da pressão de suporte limite obtidos através do Plaxis 2D para o caso abaixo do nível freático, com $D=10\text{m}$.

H/D	H (m)	H do topo túnel (m)	σ_t , Plaxis (kPa)
0	0	0	32,9
1	10	60	56,3
1,5	15	65	68,3
2	20	70	83,3
2,5	25	75	-
3	30	80	-

Tabela A.3: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=1$.

C/D=1				
H/D	H (m)	H do topo túnel (m)	$\sigma_t(kPa)$	$\sigma_t/\gamma D$
0	-	-	33,2	0,175
1	10	60	57,8	0,304
1,5	15	65	-	-
2	20	70	-	-
2,5	25	75	-	-
3	30	80	-	-

Tabela A.4: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=1,5$.

C/D=1,5				
H/D	H (m)	H do topo túnel (m)	$\sigma_t(kPa)$	$\sigma_t/\gamma D$
0	-	-	33,7	0,177
1	10	60	56,8	0,299
1,5	15	65	70,1	0,369
2	20	70	-	-
2,5	25	75	-	-
3	30	80	-	-

Tabela A.5: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=2$.

C/D=2				
H/D	H (m)	H do topo túnel (m)	$\sigma_t(kPa)$	$\sigma_t/\gamma D$
0	-	-	32,9	0,173
1	10	60	56,3	0,296
1,5	15	65	68,3	0,359
2	20	70	83,3	0,438
2,5	25	75	-	-
3	30	80	-	-

Tabela A.6: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=2,5$.

C/D=2,5				
H/D	H (m)	H do topo túnel (m)	$\sigma_t(kPa)$	$\sigma_t/\gamma D$
0	-	-	33	0,174
1	10	60	55,6	0,293
1,5	15	65	68,1	0,358
2	20	70	83	0,437
2,5	25	75	99	0,521
3	30	80	-	-

Tabela A.7: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do recobrimento relativo $C/D=3$.

C/D=3				
H/D	H (m)	H do topo túnel (m)	$\sigma_t(kPa)$	$\sigma_t/\gamma D$
0	-	-	33,1	0,174
1	10	60	55,6	0,293
1,5	15	65	68,9	0,363
2	20	70	83,9	0,442
2,5	25	75	99,7	0,525
3	30	80	116,4	0,613

Tabela A.8: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização da sobrecarga aplicada à superfície, q , para valores de recobrimento relativo $C/D=1$.

C/D=1				
H/D	H	H do topo túnel	$\sigma_t(kPa)$	$\sigma_t/\gamma D$
$q = 100(kN/m^2)$				
0	-	-	33,7	0,177
1	10	60	58	0,303
$q = 200(kN/m^2)$				
0	-	-	34,5	0,182
1	10	60	58	0,307
$q = 300(kN/m^2)$				
0	-	-	35,4	0,186
1	10	60	60	0,314

Tabela A.9: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização da sobrecarga aplicada à superfície, q , para valores de recobrimento relativo $C/D=2,5$.

C/D=2,5				
H/D	H	H do topo túnel	$\sigma_t(kPa)$	$\sigma_t/\gamma D$
<i>q = 100(kN/m²)</i>				
0	-	-	33,5	0,176
1	10	60	56	0,295
1,5	15	65	68,5	0,361
2	20	70	83,7	0,441
2,5	25	75	99,5	0,524
<i>q = 200(kN/m²)</i>				
0	-	-	34,1	0,179
1	10	60	57,2	0,301
1,5	15	65	69,5	0,366
2	20	70	84,2	0,443
2,5	25	75	100	0,526
<i>q = 300(kN/m²)</i>				
0	-	-	34,9	0,184
1	10	60	58,5	0,308
1,5	15	65	70,9	0,373
2	20	70	85,8	0,452
2,5	25	75	100,8	0,531

Tabela A.10: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do coeficiente de permeabilidade, k .

	k=3E-9 m/s	k=3E-8 m/s	k=3E-6 m/s	k=3E-4 m/s	k=3E-3 m/s
H/D	$\sigma_t(kPa)$				
1	55,7	55,9	56,3	56,5	55,9
1,5	67,9	67,9	68,3	68,9	67,9
2	82,9	82,9	83,3	84,3	82,9
H/D	$\sigma_t/\gamma D$				
1	0,293	0,294	0,296	0,297	0,294
1,5	0,357	0,357	0,359	0,363	0,357
2	0,436	0,436	0,438	0,444	0,436

Tabela A.11: Valores da pressão de suporte limite resultantes da parametrização do ângulo de atrito interno, ϕ' .

$\phi'(^{\circ})$	15	20	25	30	35
H/D	$\sigma_t(kPa)$				
0	121,9	76	48,5	32,9	23
1	150,1	103,6	74,3	56,3	44,7
1,5	164,3	117,4	87,3	68,3	55,4
2	182,5	135,3	103,9	83,3	69
H/D	$\sigma_t/\gamma D$				
0	0,64	0,40	0,26	0,17	0,12
1	0,79	0,545	0,391	0,296	0,235
1,5	0,865	0,618	0,459	0,359	0,291
2	0,961	0,712	0,547	0,438	0,363

